



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Elaboração de um Projeto de Estabilidade para um Centro de Reabilitação para Atletas de Alto Rendimento

Filipe da Silva Henriques

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil Estruturas e Construção
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Jorge Miguel de Almeida Andrade

Covilhã, junho de 2017

Dedicatória

Aos meus pais,

“Se eu fui capaz de ver mais longe é porque estava de pé nos ombros de gigantes”

Isaac Newton

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Doutor Jorge Andrade, por toda a ajuda, rigor e disponibilidade prestada ao longo deste projeto académico.

Não posso também deixar de agradecer todo o apoio incansável dado pelo Engenheiro Hugo Pinto, na qualidade de programador da empresa Arktec.

A todos os docentes da Universidade da Beira Interior, os quais contribuíram para o meu progresso e crescimento académico, e a todos os meus amigos, que sempre me apoiaram e motivaram a persistir para conseguir alcançar os meus objetivos. A todos eles deixo o meu eterno obrigado, em especial ao Manuel Pinto, Ricardo Tenreiro, Mário Esteves, Norberto Gomes e Tiago Marcos.

Por último, mas os mais importantes, os meus pais! A base de tudo o que sou hoje se deve a eles, e um simples obrigado não chegará para agradecer todo o esforço e dedicação que tiveram para comigo durante o meu crescimento. Para com eles ficarei para sempre em dívida. No entanto, o meu humilde obrigado, por terem sido a base de todo este projeto e terem investido na minha formação. E claro, aos meus irmãos e à minha família que me viu crescer.

Obrigado!

Resumo

Este trabalho tem o intuito de apresentar as diferentes fases de um projeto de estruturas de um edifício, desde a sua conceção até à fase final de dimensionamento. Deste modo serão referidas as fases de Conceção da Solução Estrutural, Pré-Dimensionamento, Análise Estrutural e Sísmica, e Dimensionamento com recurso a cálculo automático.

O objetivo principal desta dissertação remete à aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil num projeto de estruturas de âmbito prático.

Com base nos critérios gerais de dimensionamento da regulamentação em vigor em Portugal - RSAEEP, REBAP e Eurocódigos - fez-se a verificação aos estados limites últimos e estados limites de serviço dos vários elementos estruturais.

O dimensionamento das armaduras foi obtido através de um programa de cálculo automático estrutural, o qual permitiu posteriormente uma avaliação das vantagens da sua utilização para o projetista.

Palavras-chave

Projeto de Estabilidade; Cálculo Automático; Pré-Dimensionamento, Análise Sísmica, Betão Armado.

Abstract

This thesis aims to present the different phases of a design of structures of a building, from its initial to the final design phase. This being said, the phases of Structural Solution Design, Pre-Sizing, Structural and Seismic Analysis, and Design obtained by automatic calculation.

The main objective of this dissertation refers to the application of the knowledge acquired during the course of civil engineering in a structural project of practical scope.

Based on the general sizing criteria of the current regulations enforced in Portugal - RSAEEP, REBAP and Eurocodes - the ultimate limit state and serviceability limit state of the various structural elements were checked for the various structural elements.

The calculation of the reinforcement was obtained through an automatic structural calculation program, which later allowed an evaluation of the advantages of its use for the designer.

Keywords

Stability Design, Automatic Calculation, Pre-Design, Seismic Analysis, Reinforced Concrete

Índice

1. Introdução	1
1.1. Enquadramento do Tema e Objetivos da Dissertação	1
1.2. Organização do Trabalho	1
2. Descrição do Edifício	3
2.1. Introdução	3
2.2. Descrição do Projeto de Arquitetura	3
2.3. Solução Estrutural.....	7
3. Critérios Gerais de Dimensionamento	11
3.1. Regulamentação.....	11
3.2. Estados Limites Últimos.....	11
3.2.1. Esforços Atuantes	11
3.2.2. Esforços Resistentes	12
3.3. Estados Limites de Serviço	15
3.3.1. Controlo de Tensões	16
3.3.2. Estado Limite de Fendilhação.....	16
3.3.3. Estado Limite de Deformação.....	17
3.4. Materiais.....	19
3.5. Condições de fundação.....	21
4. Ações	23
4.1. Ações Permanentes	24
4.2. Ações variáveis	25
4.2.1. Ação da Neve.....	27
4.2.1.1. Carga da neve ao nível do solo segundo NP EN 1991-1-3	27
4.2.1.2. Carga da neve em coberturas	28
4.2.1.3. Disposições da carga segundo EN NP 1991-1-3	28
4.2.1.4. Coeficientes de forma da cobertura segundo EN NP 1991-1-3 ...	29
4.2.1.5. Valor de cálculo	30
4.2.2. Análise Sísmica	30
4.2.2.1. NP EN 1998: Eurocódigo 8.....	31
4.2.2.2. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes	40
4.3. Combinação de Ações	42
5. Cálculo da Estrutura	45

5.1. Introdução.....	45
5.2. Pré-Dimensionamento.....	45
5.2.1. Lajes.....	45
5.2.2. Vigas.....	47
5.2.3. Pilares.....	49
5.2.4. Fundações.....	49
5.3. Dimensionamento.....	50
6. Conclusão.....	51
Referências Bibliográficas.....	53
Anexos.....	55

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Corte longitudinal do edifício em estudo	3
Figura 2.2 - Planta do piso -1 (cave)	4
Figura 2.3 - Planta do piso 0	5
Figura 2.4 - Planta do piso 1	5
Figura 2.5 - Planta do piso 2	6
Figura 2.6 - Planta de coberturas	6
Figura 2.7 - Impactos arquitetónicos inerentes à introdução dos pilares intermédios: (a) piso 0; (b) piso 1 e 2	7
Figura 2.8 - Pormenor do pilar que arranca do meio de uma viga	8
Figura 2.9 - Discrepância entre pilares	9
Figura 3.1 - Diagrama parábola-retângulo de extensões de uma seção de betão armado sujeita a flexão simples e representação das forças equivalentes [3]	13
Figura 3.2 - Diagrama parábola-retângulo para o betão à compressão [4]	13
Figura 3.3 - Diagrama de tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (tracionado ou comprimido) [4]	14
Figura 4.1 - Mapa de zonamento do território, carga da neve ao nível do solo [8]	27
Figura 4.2 - (a) Coeficiente de forma para a carga da neve; (b) cobertura de uma vertente [8]	30
Figura 4.3 - Estruturação tectónica da falha Açores-Gibraltar [9]	31
Figura 4.4 - Risco de sismicidade do território português para ação sísmica próxima e ação sísmica afastada [10]	32
Figura 4.5 - Forma do espetro de resposta elástica [10]	35
Figura 4.6 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental [6]	41
Figura 5.1 - Vão condicionante para o pré-dimensionamento da laje	46
Figura 5.2 - Dimensões de uma sapata [12]	50

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Limites para as tensões no betão e no aço [5]	16
Tabela 3.2 - Valores recomendados para $w_{m\acute{a}x}$ (mm) [4].....	17
Tabela 3.3 - Classes dos materiais utilizados no projeto	19
Tabela 3.4 - Principais propriedades de cada betão utilizado em projeto	20
Tabela 3.5 - Principais propriedades de cada aço utilizado em projeto	20
Tabela 3.6 - Parâmetros geotécnicos	21
Tabela 4.1 - Revestimento dos pisos e coberturas.....	24
Tabela 4.2 - Tabela de pesos de paredes divisórias e exteriores em kN/m^2	24
Tabela 4.3 - Cargas por metro linear das paredes divisórias e exteriores	25
Tabela 4.4 - Categorias de utilização [2].....	25
Tabela 4.5 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [2]	26
Tabela 4.6 - Categorias de coberturas [2].....	26
Tabela 4.7 - Sobrecargas em coberturas da categoria H [2]	26
Tabela 4.8 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias [8].....	29
Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [10].....	33
Tabela 4.10 - Tipos de terreno [10]	33
Tabela 4.11 - Classes de importância para os edifícios [10]	36
Tabela 4.12 - Coeficientes de importância γ_I	36
Tabela 4.13 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica do Tipo 1 [10]	37
Tabela 4.14 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica do Tipo 2 [10]	38
Tabela 4.15 - Tabela resumo dos valores inerentes ao espectro de resposta	38
Tabela 4.16 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura	39
Tabela 4.17 - Tipo de terreno de acordo com o RSAEEP [6]	41
Tabela 5.1 - Verificação indireta da deformação de lajes correntes.....	47
Tabela 5.2 - Tipo de terreno de acordo com o RSAEEP [6]	48

Lista de Acrónimos

ELU	Estados Limites Últimos		
ELS	Estados Limites de Serviço		
RSAEEP	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes		
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado		
EC0	EN 1990	Eurocódigo:	Bases para o projeto de estruturas
EC1	EN 1991	Eurocódigo 1:	Ações em estruturas
EC2	EN 1992	Eurocódigo 2:	Projeto de estruturas de betão
EC8	EN 1998	Eurocódigo 8:	Projeto de estruturas para resistência aos sismos
DCL	Classe de Ductilidade Baixa		
DCM	Classe de Ductilidade Média		
DCH	Classe de Ductilidade Alta		

Lista de Símbolos

Letras maiúsculas latinas

A_c	área de seção do pilar
A_{min}	área mínima da sapata de fundação
A_t	depósitos de aterro
B	largura da fundação
C'	coesão
C_e	coeficiente de exposição
C_t	coeficiente térmico
C_z	coeficiente dependente da zona
E	módulo de deformabilidade
E_{cm}	módulo de elasticidade secante do betão
E_d	valor de cálculo do esforço atuante
E_s	módulo de elasticidade
G_{ki}	valor característico de uma ação permanente
G_{mi}	cargas permanentes (valor médio)
H	altitude do local, em metros, para a ação da neve altura de uma sapata de fundação
J^3_{CM}	calcários margosos e pontualmente margas calcárias e margas argilosas, pertencentes ao jurássico
N_{SPT}	número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica
N_{pilar}	esforço axial na base dos pilares
N_{sd}	valor de cálculo do esforço normal atuante
Q_k	valor característico mínimo de uma ação variável isolada concentrada
Q_{kj}	valor característico de uma ação variável
R_d	valor de cálculo do esforço resistente
S	coeficiente do solo
S_{Ek}	esforço resultante da ação sísmica considerada como ação de base da combinação
S_{Gik}	esforço resultante de uma ação permanente (valor característico)
S_{Q1k}	esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação
S_{Qjk}	esforço resultante das restantes ações variáveis consideradas com os seus valores característicos
$S_d(T)$	espectro de cálculo de acelerações
T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante

T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
W	Solo bem graduado

Letras minúsculas latinas

a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gR}	valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
b	largura do pilar sobre a fundação
c_u	resistência ao corte não drenada do solo
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctk}	valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tração
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
k_w	coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l	comprimento do vão vão entre pilares
l_{max}	comprimento do vão máximo entre os pilares
n	expoente
q	coeficiente de comportamento
q_0	valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura
q_k	valor característico mínimo de uma ação variável isolada uniformemente distribuída
s	ação da neve
s_k	valor característico da carga ao nível do solo no local considerado
$v_{s,30}$	valor médio da velocidade de propagação de ondas S nos 30 m superiores do perfil do solo para deformações por corte iguais ou inferiores a 10^{-5}
w_k	abertura máxima de fendas
w_{max}	abertura da fenda do elemento

Letras minúsculas gregas

α	coeficiente de sismicidade
α_1	valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
α_{cc}	coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_u	valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de seções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ_G	coeficiente parcial relativo às ações permanentes, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_I	coeficiente de importância
γ_Q	coeficiente parcial relativo às ações variáveis, que também cobre incertezas de modelação e desvios nas dimensões
γ_c	coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_s	coeficiente parcial de segurança relativo ao aço para armaduras para betão armado
γ_t	peso volúmico do solo
ε_c	extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima
ε_{cu2}	extensão última do betão à compressão
ε_{ud}	extensão limite do aço de armadura para betão armado ou de pré-esforço com base num diagrama com endurecimento na fase plástica
ε_{uk}	extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima
μ	coeficiente de forma para a carga da neve
μ_i	coeficiente de forma para a carga da neve
σ_{adm}	valor da tensão admissível do solo
σ_c	tensão de compressão no betão
ϕ	ângulo de atrito interno
Ψ_0	coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
Ψ_1	coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
Ψ_2	coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

1. Introdução

1.1. Enquadramento do Tema e Objetivos da Dissertação

A presente dissertação apresenta o desenvolvimento do projeto de estruturas de um Centro de Reabilitação para Atletas de Alto Rendimento. Com base num projeto de arquitetura, o principal objetivo deste trabalho passou por criar uma solução estrutural viável e que garantisse a segurança do edifício em relação às ações regulamentares. Para esse efeito foram avaliadas e estudadas gradualmente todas as fases de projeto, desde a definição da solução estrutural e fase de pré-dimensionamento até à fase final de dimensionamento, onde também se avaliou o comportamento dinâmico da estrutura e se efetuaram as verificações aos estados limites últimos e de serviço.

Como os programas de cálculo automático têm uma relevância e uma influência cada vez mais significativa num projeto estrutural, foi utilizado um programa tridimensional - Tricalc - que permitiu criar o modelo do edifício em questão, bem como analisar estática e dinamicamente o seu comportamento.

O objeto de estudo consiste num centro de reabilitação para atletas de alto rendimento, cujo projeto arquitetónico se apresenta e discute no capítulo seguinte.

Ao longo deste trabalho serão apresentados todos os fundamentos teóricos necessários para a realização do projeto.

1.2. Organização do Trabalho

A presente dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos, proporcionando deste modo uma abordagem faseada de todos os objetivos propostos.

No capítulo 1 são apresentados os objetivos principais desta dissertação e o seu enquadramento no âmbito do edifício em estudo.

O capítulo 2 descreve detalhadamente a arquitetura do edifício, mencionando a tipologia, o número de pisos e a área de implantação do mesmo. Ainda no mesmo capítulo, apresenta-se a solução estrutural adotada com base nas plantas de arquitetura e todos os condicionalismos associados às mesmas.

No capítulo 3 enunciam-se os critérios gerais de segurança e a regulamentação considerada para a verificação da segurança estrutural, onde é feita a verificação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço. Por fim, mencionam-se as características dos materiais a adotar e as condições de fundação do edifício.

O capítulo 4, dedica-se à definição das ações que vão atuar sobre o edifício, permanentes e variáveis. Nas ações variáveis, são mencionadas as sobrecargas de utilização e é feito o estudo da ação da neve e o efeito da ação sísmica sobre a estrutura. Por último, são apresentadas todas as combinações consideradas no dimensionamento.

No capítulo 5 é feito o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Neste capítulo são apresentados os cálculos efetuados sem recurso a programas de cálculo automático, que permitiram definir as dimensões dos vários elementos.

Por fim, o capítulo 6 enuncia as principais conclusões obtidas do estudo realizado sobre este edifício.

Em anexo encontram-se as peças escritas (memória descritiva, cálculos justificativos, medições e orçamento) e as peças desenhadas.

2. Descrição do Edifício

2.1. Introdução

Neste capítulo apresenta-se o edifício em estudo a nível arquitetónico onde será referido o número de pisos bem como a sua altura, a área de implantação e a sua utilização. Serão ainda referidas as intervenções e modificações arquitetónicas feitas ao projeto original para que, deste modo, fosse possível elaborar um projeto estrutural coeso e viável.

2.2. Descrição do Projeto de Arquitetura

O edifício em estudo possui uma configuração arquitetónica irregular, tanto em planta como no seu desenvolvimento em altura. As características mais notórias são a sua forma em H, com uma área de implantação de aproximadamente 1300 m², a sua extensão máxima de 49,65 m, e os seus 4 pisos com diferentes desenvolvimentos, começando pelo piso -1, o qual se encontra parcialmente enterrado, até ao piso 2. Os pisos -1 e 2 merecem maior destaque pela sua área ser comparativamente menor que a dos pisos intermédios, 0 e 1. Estes pormenores são retratados pela figura 2.1.

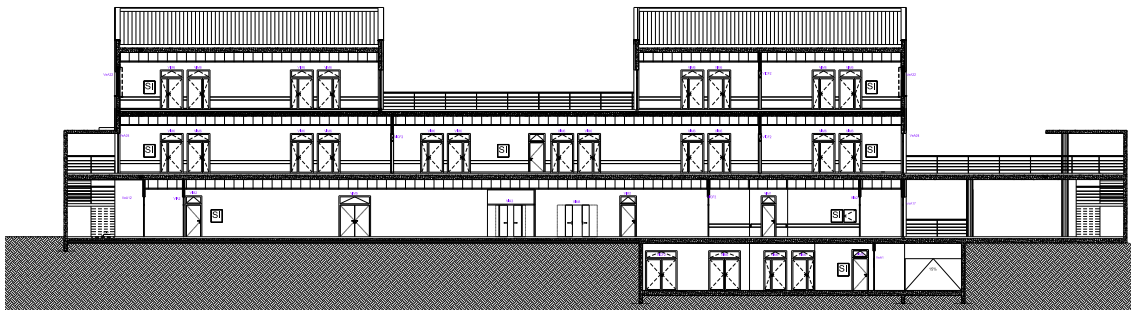


Figura 2.1 - Corte longitudinal do edifício em estudo

O piso -1 corresponde a uma cave, destinada à lavandaria, zonas de lixos e arrecadação geral. Este piso possui uma ligação ao piso superior por intermédio de uma zona de escadas e elevador, e por duas rampas exteriores que se estendem até ao nível do piso 0, as quais são apresentadas em planta pela figura 2.2.

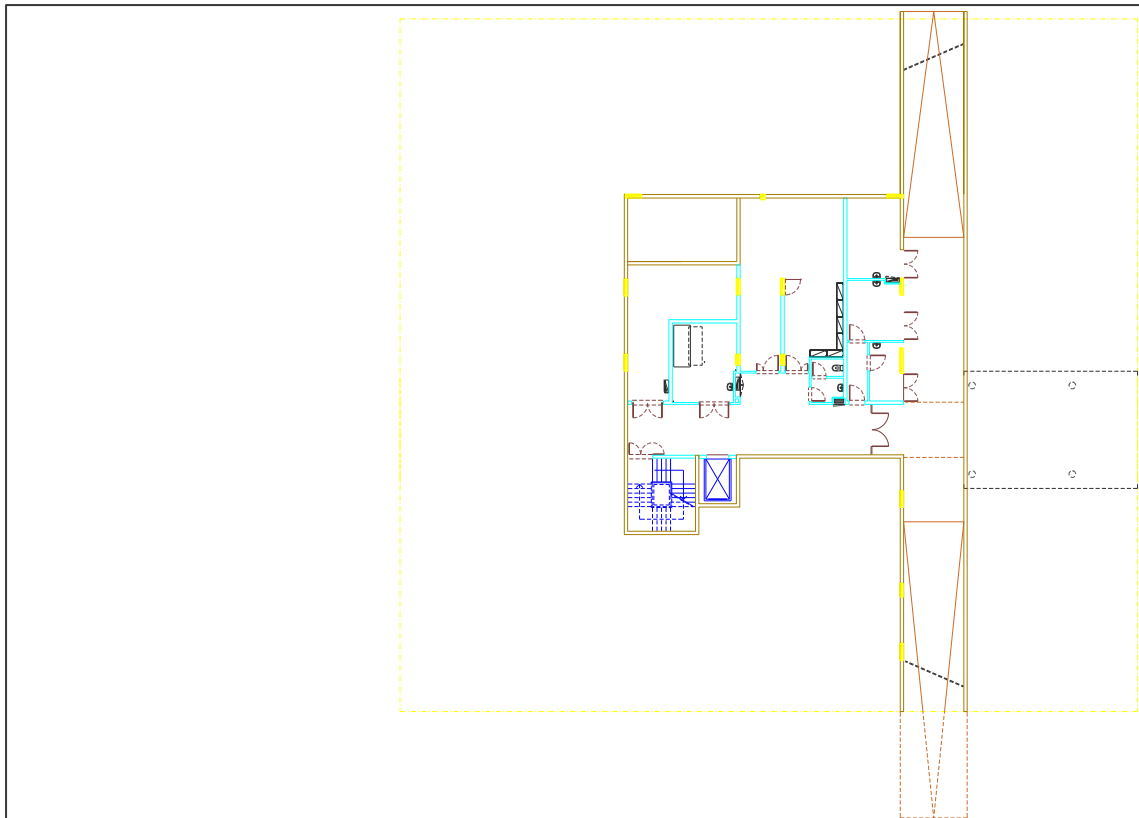


Figura 2.2 - Planta do piso -1 (cave)

O piso 0 correspondente ao piso de entrada do edifício e o qual apresenta uma configuração bastante diferente da do piso inferior. A figura 2.3 permite destacar a geometria em H deste piso, o qual é ocupado pela receção/secretaria, pelo gabinete do diretor, uma sala de espera, uma sala de convívio/atividades, um bar, um refeitório, dois espaços dedicados para a copa, três arrecadações para a cozinha - uma de apoio, outra para a limpeza e a última para o lixo, o arquivo, o bastidor informático, o gabinete de assistente social, um gabinete médico, o gabinete do fisiatra, uma sala de estar para os funcionários, dois vestiários/balneários, uma sala de cabeleireiro/podólogo, uma sala de observação e tratamento, um espaço para lavagem de material clínico, uma sala de trabalho multidisciplinar, dois espaços para arrumos, uma sala de eletroterapia e uma sala de ginásio/fisioterapia. O acesso ao piso superior - piso 1 - é também feito por intermédio de escadas e elevador, com a particularidade de passarem a existir duas zonas com este tipo de acessos, o que se sucede para os pisos superiores. Pela parte exterior, o acesso é feito por dois lances de escadas, em que um dos lances situa-se a sudeste e o outro a sudoeste.

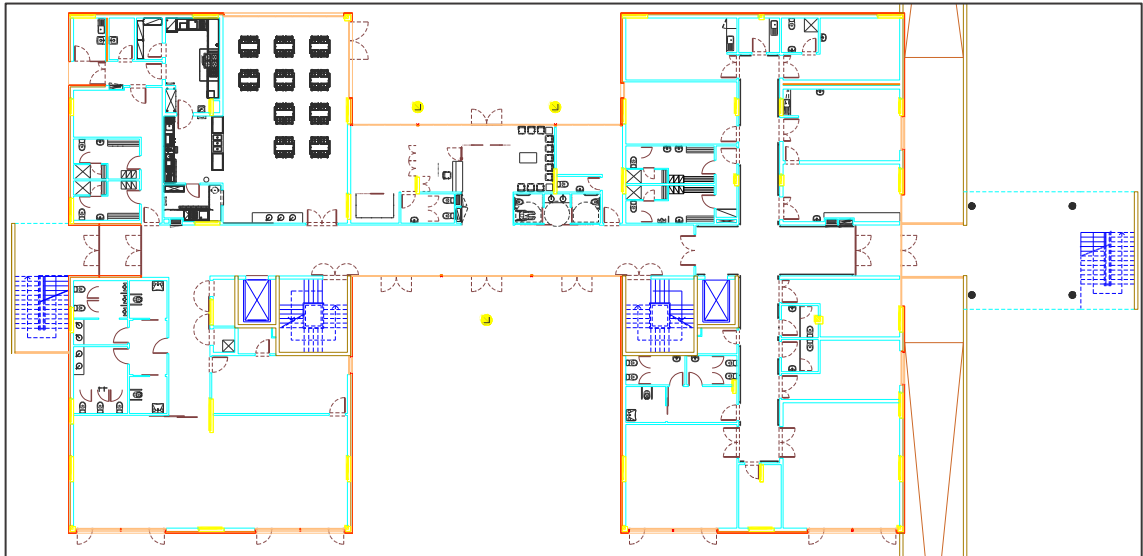


Figura 2.3 - Planta do piso 0

A figura 2.4 permite afirmar que o piso 1 é geometricamente idêntico ao piso anterior, mas com várias diferenças na ocupação da sua área. Neste piso existe uma arrecadação, duas salas de convívio, oito quartos individuais, dez quartos duplos, quatro terraços, uma sala de lavagem e desinfecção, uma sala de tratamento, um gabinete de enfermagem, um gabinete médico e dois arrumos.

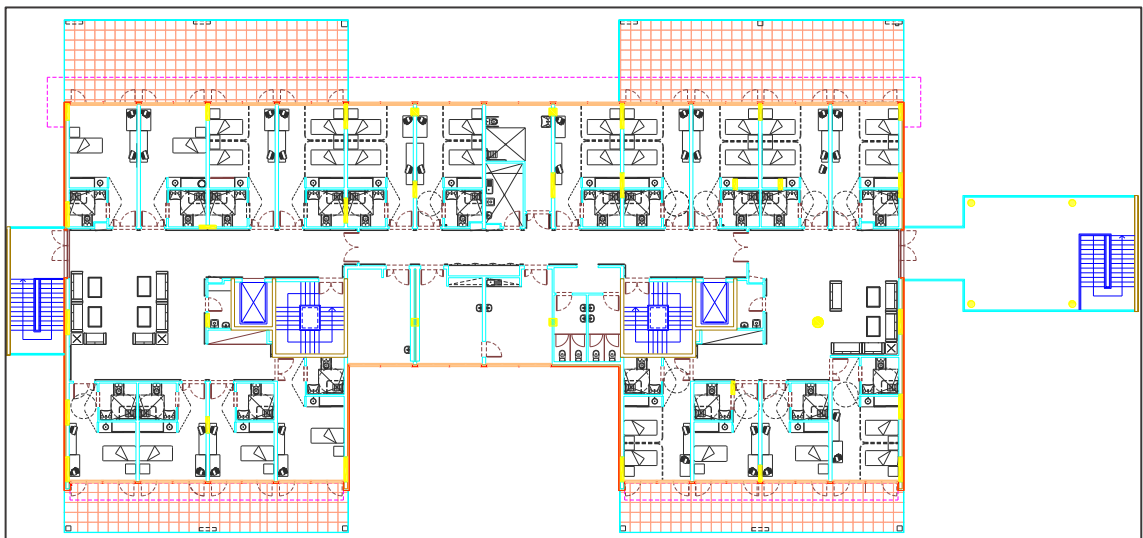


Figura 2.4 - Planta do piso 1

O piso acima - piso 2 - apresenta algumas diferenças significativas em relação ao piso anterior. Apesar de as suas configurações serem parcialmente idênticas, o piso 2 deixa de ter as quatro zonas destinadas a terraços e passa a existir uma cobertura plana acessível na parte central, compreendida entre as zonas de escadas, apresentada na figura 2.5 com um padrão axadrezado.

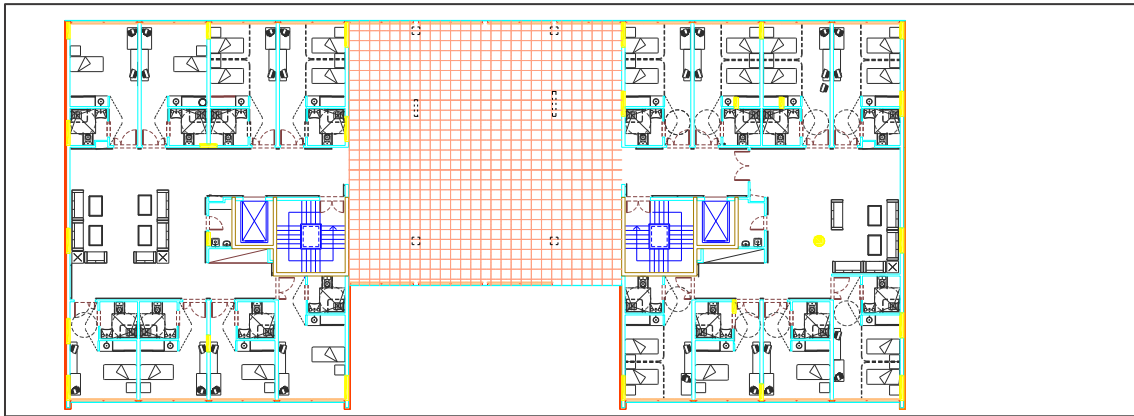


Figura 2.5 - Planta do piso 2

Por último, são apresentadas as coberturas do edifício. A cobertura do último piso merece ser destacada por apresentar uma inclinação de 5°, levando a que seja considerada como uma cobertura plana segundo os regulamentos estruturais na determinação das ações sobre a mesma. Na figura 2.6, para além desta cobertura, são também apresentadas as coberturas sobre as escadas de acesso exterior, e os terraços do piso 1 e 2.

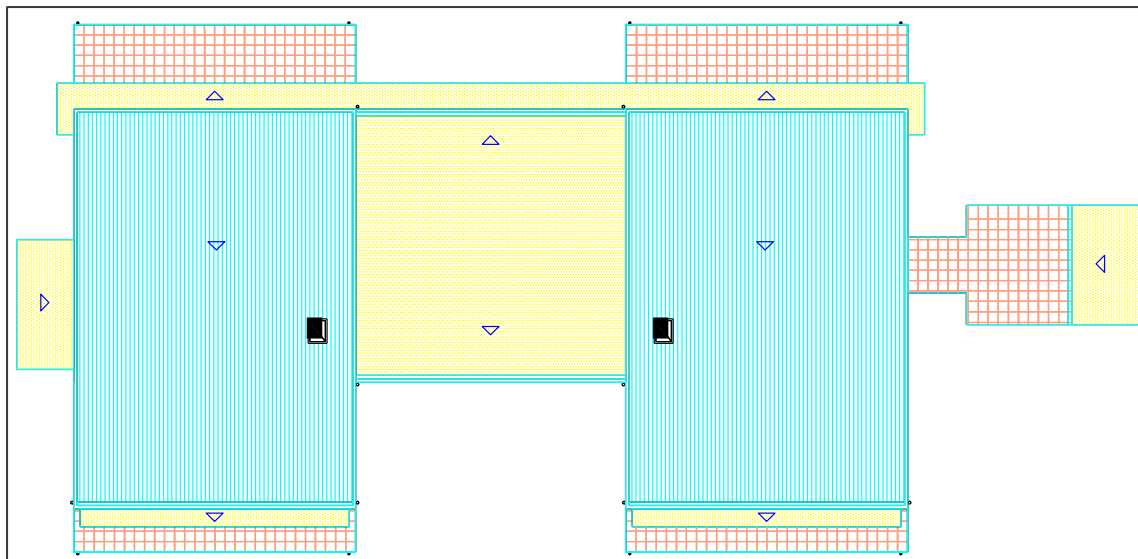


Figura 2.6 - Planta de coberturas

No Anexo III apresentam-se os desenhos gerais do projeto de arquitetura.

2.3. Solução Estrutural

Uma solução estrutural depende de diversos fatores e condicionamentos. No entanto, independentemente das condições impostas, a solução estrutural adotada deve cumprir as exigências da arquitetura, garantir o conforto de utilização, o devido funcionamento e garantir a segurança do edifício sobre a influência das ações consideradas no seu dimensionamento. Assim, pode-se afirmar que a viabilidade desta solução passa pela escolha da localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais. Para além das exigências já mencionadas, deve-se também respeitar o valor económico da obra, que corresponde a um dos fatores mais importante na conceção de uma estrutura em concursos públicos, na avaliação de propostas economicamente competitivas.

O fator mais condicionante para o projeto apresentado é de fato a arquitetura do mesmo, a qual condiciona a localização dos pilares, por causa das suas fachadas envidraçadas contínuas e pelas incompatibilidades de disposição entre pisos. Apesar de se ter conseguido manter a arquitetura, foi necessário aumentar as seções dos pilares, levando a que ficassem ligeiramente fora da parede, com uma dimensão superior à sugerida pelo projeto de arquitetura.

Devido à condicionante anterior, o vão entre alguns pilares é relativamente grande, provocando elevados problemas de deformação no elemento estrutural associado a esse vão. Na parte sudoeste do edifício foi necessário introduzir um pilar intermédio em dois vãos, de modo a contrariar esses problemas. A figura 2.5 retrata essa solução, a qual não teve nenhum impacto relevante na parte arquitetónica.



Figura 2.7 - Impactos arquitetónicos inerentes à introdução dos pilares intermédios: (a) piso 0; (b) piso 1 e 2

Outro aspeto interessante e do qual podem surgir elevados problemas de flexão, está associado a um pilar posicionado na parte sudeste do edifício, que se ergue a partir de uma viga do

primeiro piso e que se estende até ao último, figura 2.8. Este tipo de solução teve de ser adotado por questões de incompatibilidade arquitetónicas entre o piso 0 e os pisos superiores, isto é, os pilares que surgem no piso 0 não poderiam ser erguidos até ao último piso, porque atravessariam zonas destinadas a quartos, bem como não se poderiam estender o pilar superior, do piso 1, até à cota de fundação porque apareceria no meio de corredores de circulação. Ambas as opções são desagradáveis do ponto de vista arquitetónico e causariam desconforto e incómodo nos utilizadores, daí ter sido adotada a solução que aparece na imagem seguinte:

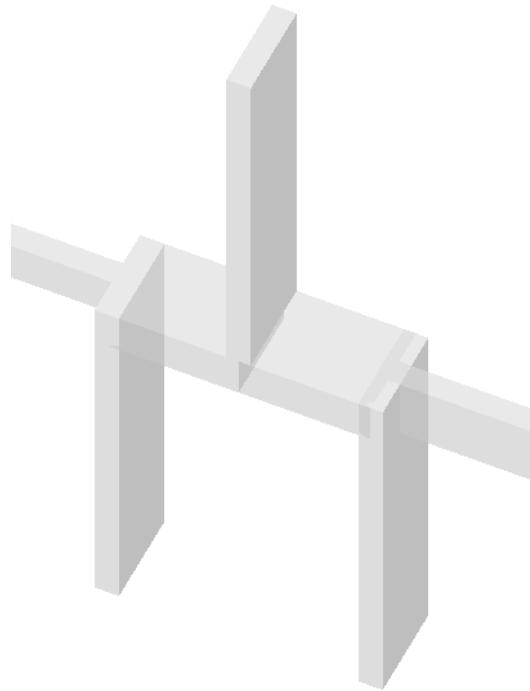


Figura 2.8 - Pormenor do pilar que arranca do meio de uma viga

No entanto, como o vão da viga é relativamente pequeno, 2.70 m, pode-se afirmar que os esforços transmitidos à viga pelos pilares a cima dela, não provocarão nenhuma solicitação gravosa, apesar de se tratar de uma situação pouco viável. Caso o vão fosse maior e solicitasse os pilares solicitassem demasiado a viga, provavelmente ter-se-ia que adotar uma solução com pré-esforço.

Por último, enuncia-se a discrepância de três pilares na parte sudeste do edifício. Estes pilares não possuem nenhum alinhamento concreto entre eles nem com os restantes pilares próximo deles, criando impedimentos na introdução de vigas, as quais permitiram que a laje resistisse a eventuais problemas de punçamento. Uma vez que por causa da arquitetura do edifício, a disposição destes pilares não pode ser modificada, adotaram-se capitéis de modo a evitar os

problemas mencionados anteriormente - punçoamento. Os capitéis adotados para os pilares em questão apresentam uma altura de 30 ou 40 cm, dependendo da cota do edifício.

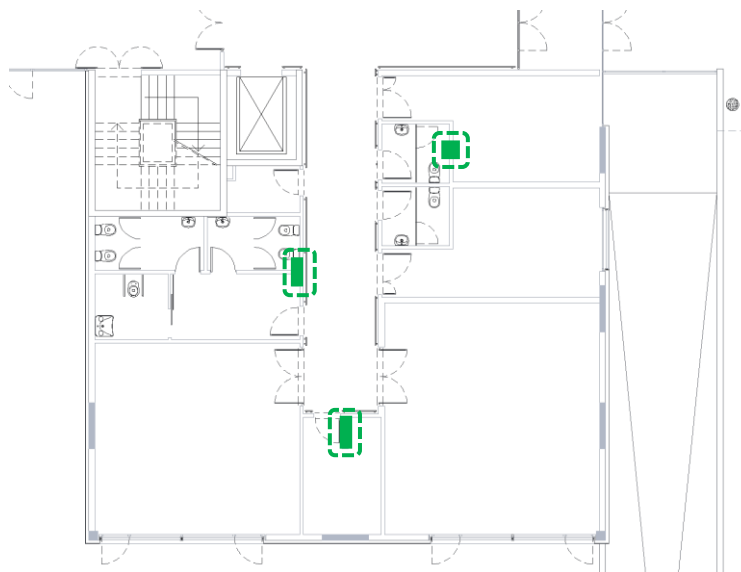


Figura 2.9 - Discrepância entre pilares

3. Critérios Gerais de Dimensionamento

3.1. Regulamentação

A análise e dimensionamento de qualquer estrutura pressupõe sempre a verificação de segurança em Estados Limites Últimos e em Serviço, estabelecidos na regulamentação portuguesa e europeia de estruturas, os quais passam a ser enunciados:

- RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;
- REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;
- NP EN 1990 - Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas, 2002;
- NP EN 1991 - Eurocódigo 1: Ações em estruturas, 2002;
- NP EN 1992 - Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão, 2004;
- NP EN 1998 - Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para a resistência aos sismos, 2004.

3.2. Estados Limites Últimos

Os Estados Limites Últimos (ELU) estão relacionados com o colapso ou rutura estrutural, que inviabilizem a utilização da estrutura. A sua verificação implica que o esforço resistente de uma seção seja maior que o esforço atuante de cálculo da mesma seção.

$$E_d \leq R_d \quad 3.1$$

Onde:

E_d valor de cálculo do esforço atuante;

R_d valor de cálculo do esforço resistente.

3.2.1. Esforços Atuantes

Os esforços atuantes de cálculo foram determinados a partir das combinações fundamentais de ações consideradas, tendo em consideração os coeficientes de segurança e de redução, indicados respetivamente, na NP EN 1990 [1] e na NP EN 1991 [2] e que se enunciam seguidamente:

Coeficientes de segurança [1]

- Para ações permanentes:

$\gamma_G = 1,35$ se forem desfavoráveis;

$\gamma_G = 1,0$ se forem favoráveis.

- Para ações variáveis:

$\gamma_Q = 1,50$ se forem desfavoráveis;

$\gamma_Q = 0$ se forem favoráveis.

Coefficientes de Redução [2]

- Ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- Ψ_1 coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável;
- Ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável.

As combinações fundamentais adotadas, para a verificação de segurança em Estado Limite Último do projeto em questão, encontram-se indicadas no EC0 [1]:

- Combinações fundamentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \cdot \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right] \quad 3.2$$

- No caso particular da ação variável base ser a ação sísmica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad 3.3$$

Em que:

S_{Gik} esforço resultante de ação permanente considerada com o seu valor característico;

S_{Q1k} esforço resultante da ação variável base considerada como ação base da combinação (valor característico), S_{Ek} no caso da ação sísmica;

S_{Qjk} esforço resultante das restantes ações variáveis consideradas com os seus valores característicos.

3.2.2. Esforços Resistentes

Para o cálculo dos esforços resistentes nas seções de betão armado assumiram-se as seguintes hipóteses simplificativas:

- O betão não resiste à tração.
- As seções mantêm-se planas após a sua deformação.
- Existe uma aderência perfeita entre aço e betão.

As extensões máximas dos diagramas de cálculo adotadas para o betão e para as armaduras ordinárias foram, respetivamente, 3,5‰ e 10‰.

Admitindo que as tensões de tração no betão são nulas, as tensões de compressão são determinadas pelo diagrama parábola-retângulo, figura 3.1.

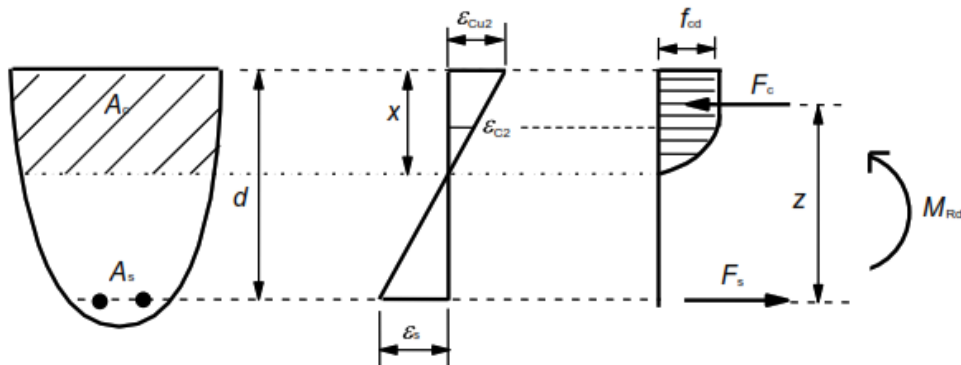


Figura 3.1 - Diagrama parábola-retângulo de extensões de uma seção de betão armado sujeita a flexão simples e representação das forças equivalentes [3].

Este diagrama é parabólico até uma extensão de $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$, à qual corresponde a extensão máxima do betão à compressão, $\epsilon_{c2} = 2,0\%$; e constante até à extensão de $\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$, à qual está associada a extensão máxima do betão $\epsilon_{cu2} = 3,5\%$, como apresentado na figura 3.2.

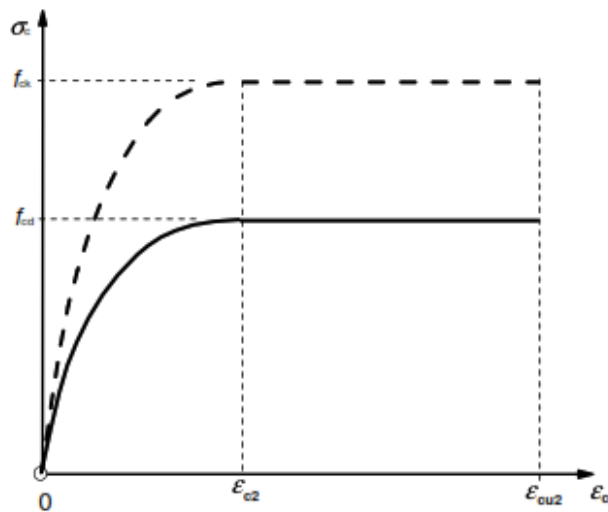


Figura 3.2 - Diagrama parábola-retângulo para o betão à compressão [4]

Com base nestes parâmetros obtém-se o gráfico apresentado acima, sendo este definido pelas seguintes equações:

$$\sigma_c \leq f_{cd} \quad \text{para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad 3.4$$

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad 3.5$$

Em que:

- σ_c tensão de compressão no betão;
- f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- ε_c extensão do betão ao ser atingida a resistência máxima;
- ε_{cu2} extensão última do betão à compressão;
- n expoente.

Os parâmetros ε_c , ε_{cu2} e n são retirados do Quadro 3.1 do EC2 [4].

Em relação ao aço, apresenta-se na figura 3.3 o diagrama de tensão-deformação, para tração e compressão, com o módulo de elasticidade, E_s , igual a 200 GPa.

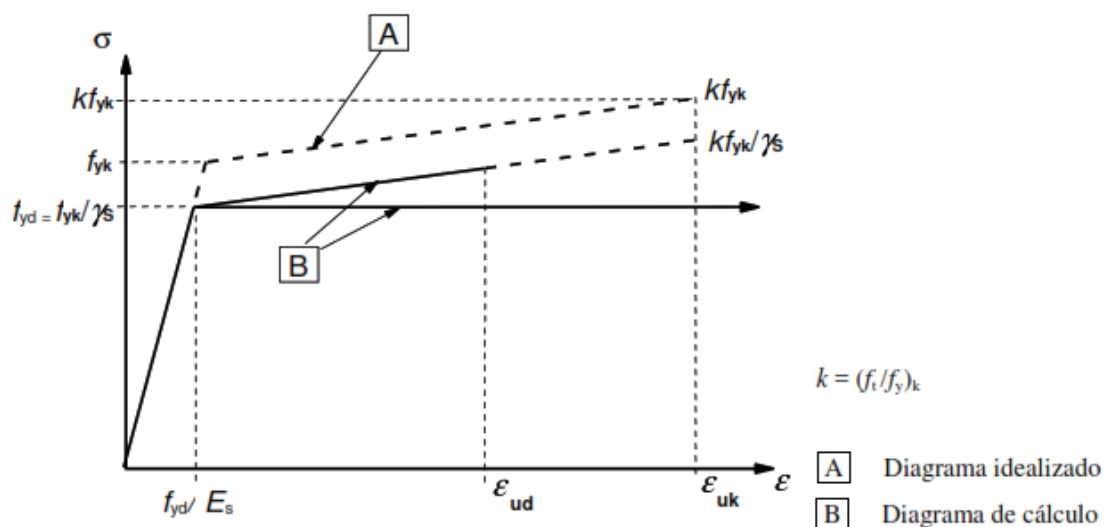


Figura 3.3 - Diagrama de tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (traçado ou comprimido) [4]

Da figura apresentada anteriormente é possível constatar que o diagrama B, pode apresentar dois andamentos:

- Diagrama elasto-plástico sem limitação da extensão limite (linha horizontal);
- Diagrama com endurecimento na fase plástica limitado a uma extensão limite de:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} \quad 3.6$$

Em que:

- ε_{ud} extensão limite do aço de armadura para betão armado ou de pré-esforço com base num diagrama com endurecimento na fase plástica;
- ε_{uk} extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima.

3.3. Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço (ELS) estão relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do utilizador e a boa funcionalidade das mesmas, tanto para os seus utilizadores como para os equipamentos existentes.

Devem ser garantidos os seguintes estados limites de modo a que a estrutura garanta um bom funcionamento em serviço:

- Estado limite de fendilhação: as fissuras apresentam aberturas iguais aos máximos definidos pela regulamentação.
- Estado limite de deformação: as deformações atingem os limites definidos para a utilização normal da estrutura.

Na verificação dos estados limite de serviço são tidas em consideração as três combinações seguintes:

- Combinação rara ou característica - Estados limites de muito curta duração: corresponde a poucas horas no período de vida da estrutura:

$$\sum_{i=1}^m G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot Q_{kj} \quad 3.7$$

- Combinação frequente - Estados limites de curta duração: corresponde a cerca de 5% do período de vida da estrutura:

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + \Psi_1 \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad 3.8$$

- Combinação quase permanente - Estados limites de longa duração: corresponde a cerca de metade, 50%, do período de vida da estrutura.

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad 3.9$$

Em que:

G_{mi} cargas permanentes (valor médio);

Q_{1k} ação variável de base (valor característico);

$\Psi_1 \cdot Q_{1k}$ valor frequente da ação variável Q_k

$\Psi_1 \cdot Q_{1k}$ valor quase permanente da ação variável Q_k

3.3.1. Controlo de Tensões

A micro-fendilhação do betão aparece para níveis de cerca de 70% da tensão de rotura à compressão. O EC2 limita a tensão de compressão a $0,6 f_{ck}$ para a combinação de ações característica nas zonas expostas a ambientes correspondentes às classes de exposição XD, XF e XS.

A outra razão para limitar as tensões de compressão prende-se com o facto de o EC2 admitir que as deformações de fluência são proporcionais às respetivas ações e apresentar um modelo de cálculo para as deformações de fluência baseado nessa hipótese. Para as tensões de compressão superiores a cerca de 50% da tensão de rotura do betão à compressão, a linearidade entre a fluência e as ações perde validade, pelo que o EC2 limita os valores das tensões de compressão a um máximo de $0,45 f_{ck}(t)$ para a combinação quase permanente. Se a tensão no betão exceder este valor, deverá considerar-se uma fluência não linear.

As tensões de tração na armadura devem ser limitadas a fim de evitar as deformações não elásticas, uma vez que este tipo de deformações, por um lado, invalida a utilização dos métodos elásticos assumidos para o cálculo pela NP EN 1992-1-1 e, por outro, origina níveis de deformação e fendilhação inaceitáveis, atendendo a que, em regime não elástico, se geram deformações permanentes mesmo quando se descarrega a estrutura. Assim, para evitar esta situação, o EC2 considera que um nível de fendilhação ou de deformação inaceitável é evitado se, sob a combinação característica de ações, a tensão de tração na armadura não exceder $0,8 f_{yk}$, se a tensão for originada por ações, ou f_{yk} nos casos em que a tensão é devida a uma deformação.

Tabela 3.1 - Limites para as tensões no betão e no aço [5]

Material	Descrição	Limite	Combinação de ações
Betão	Compressão máxima para betão nas classes de exposição XD, XF e XS	$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$	Caraterística
	Limitação da fluência	$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$	Quase-permanente
Aço	Deformações não elásticas	Ações $\sigma_s \leq 0,8 f_{yk}$	Caraterística
		Deformação imposta $\sigma_c \leq f_{yk}$	Caraterística

3.3.2. Estado Limite de Fendilhação

A fendilhação num elemento de betão armado ocorre quando se atinge a tensão de rotura de tração do betão, admitida como zero.

Em projeto, a consideração da fendilhação depende do tipo de obra bem como da sua finalidade. Para os edifícios correntes, a fissuração excessiva pode provocar problemas de deterioração da estrutura, devido à corrosão das armaduras, e ainda problemas estéticos.

A fendilhação do betão armado é um fenómeno inevitável, uma vez que para contrariar este fenómeno seria necessário adotar seções de dimensões incomportáveis às quais estariam associados elevados custos financeiros. As fendas devem de ser controladas de modo a que a funcionalidade ou a durabilidade de uma estrutura não sejam comprometidas.

A limitação da fendilhação depende do tipo de utilização da estrutura, da agressividade do ambiente a que a mesma se encontra exposta e da sensibilidade das armaduras à corrosão.

Os valores máximos relacionados com a abertura de fendas, encontram-se preconizados na NP EN 1992 de acordo com a classe de exposição a que a estrutura vai estar sujeita e com a combinação de serviço condicionante.

Tabela 3.2 - Valores recomendados para $w_{m\acute{a}x}$ (mm) [4]

Classe de exposição	Elementos de betão armado ou pré-esforçado (p.e. não aderente)	Elementos de betão pré-esforçado (p.e. aderente)
	Comb. quase-permanente de ações	Combinação frequente de ações
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
⁽¹⁾ Deverá também verificar-se a descompressão para a combinação quase-permanente de ações		

Em estado limite de fendilhação, considera-se que a segurança é garantida quando:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x} \quad 3.10$$

Em que:

w_k abertura da fenda do elemento;

$w_{m\acute{a}x}$ abertura máxima de fendas definida no quadro 7.1N da [4]

3.3.3. Estado Limite de Deformação

Semelhante aos estados limites referidos anteriormente, os estados limites de deformação representam os estados onde as deformações dos elementos ultrapassam os limites máximos definidos e aceitáveis que proporcionem a utilização correta da estrutura. É importante referir que, após a fendilhação, existe uma redução significativa da rigidez do elemento e que esta redução da rigidez não é recuperável.

A limitação da deformação de uma estrutura ou elemento estrutural deve ser realizada para que não prejudique o seu aspeto ou funcionamento. Além disso, as deformações não deverão

exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura (paredes divisórias, envidraçados, revestimentos, etc.). Outra razão para o controlo da deformação pode ser a necessidade de garantir o correto funcionamento de máquinas ou de aparelhos suportados pela estrutura, ou de evitar a acumulação de águas pluviais em coberturas planas. O desconforto para os utilizadores da estrutura, provocado por grandes deformações, pode também ser um motivo para limitar a deformação. A forma mais usual de verificar o estado limite de deformação de estruturas de betão consiste em limitar a relação vão/altura.

O EC2, estipula que o aspeto e as condições de utilização da estrutura podem ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola, sujeita a ações quase permanentes, for superior a $\ell/250$ [5].

$$\ell/250 \qquad 3.11$$

Em que:

ℓ Comprimento do vão

No caso de existir possibilidade de as deformações danificarem elementos adjacentes à estrutura, como paredes divisórias, envidraçados ou mesmo os revestimentos e acabamentos, as flechas deverão ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite de $\ell/500$ - para as ações quase permanentes - é normalmente adequado [5]:

$$\ell/500 \qquad 3.12$$

Para além das características de deformabilidade do betão e da existência de armaduras longitudinais, deve-se ainda ter em consideração no estudo da deformação de um elemento de betão armado sujeito a esforços de tração ou flexão, a fendilhação do betão e o comportamento diferido proveniente da fluência e retração. A fluência no betão traduz-se por um aumento das extensões sob tensão constante, provocando um aumento da profundidade do eixo neutro e uma conseqüente redução do binário das forças interiores, o que origina um pequeno aumento das tensões no aço. A retração, por sua vez, provoca nos elementos de betão armado tensões de compressão nas armaduras equilibradas por tensões de tração no betão. O aço na zona de compressão tem por efeito proporcionar restrição à deformação da zona comprimida, reduzindo assim a curvatura da seção. A retração, se impedida, tem como conseqüência o aparecimento de tensões de tração dos elementos e a conseqüente possibilidade de formação de fendas e redução de rigidez do elemento.

As deformações podem ser classificadas consoante o carregamento que estiver associado às mesmas, ou seja:

- Deformações dependentes do carregamento; e

- Deformações independentes do carregamento.

As primeiras estão associadas a deformações causadas pelo carregamento imposto e com direção definida, e considerando a fluência, são consideradas como:

- Deformações instantâneas - deformação imediata que ocorre sob a ação do carregamento e que pode ser inicialmente limitada por aplicação de contraflechas; e
- Deformações a longo prazo - definida como o aumento de deformação sob tensão e exerce importante influência no valor da flecha total.

Existem ainda as deformações sem direção definida as quais não se enquadram nas deformações dependentes do carregamento.

A retração é caracterizada pela redução gradual do volume do elemento de betão, provocada por fenómenos de secagem, auto dessecação e/ou carbonatação diferencial das faces do elemento, o que leva ao aparecimento de flechas. Como a contração nas zonas onde existe armadura está parcialmente impedida, existe por consequência um bambeamento da peça, o qual pode também estar associado a variações de temperatura, levando a que uma face do elemento expande mais do que a outra, por a temperatura ser maior nela.

3.4. Materiais

Neste projeto foram adotados os seguintes materiais:

- Betão C20/25 e C30/37
- Aço em armaduras ordinárias A400NR e A500NR

Tabela 3.3 - Classes dos materiais utilizados no projeto

Elemento Estrutural	Betão	Aço
Lajes de Fundação	C30/37	A400NR
Lintéis e Sapatas de Fundação	C20/25	A400NR
Muros de Cave	C20/25	A400NR
Paredes Resistentes	C30/37	A400NR
Pilares e Vigas	C30/37	A400NR
Lajes	C30/37	A500NR

As classes de betão utilizadas apresentam as seguintes propriedades:

Tabela 3.4 - Principais propriedades de cada betão utilizado em projeto

f_{ck} [MPa]	$f_{ck,cubo}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]	$f_{ctk,0.95}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]
20	25	28	2,2	1,5	2,9	30
30	37	38	2,9	2,0	3,8	33

O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão, f_{cd} , pode ser obtido através da seguinte equação:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 3.13$$

Em que:

α_{cc} coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada ($0,8 \leq \alpha_{cc} \leq 1,0$, valor recomendado $\alpha_{cc} = 1,0$);

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

γ_c coeficiente parcial de segurança relativo ao betão ($\gamma_c = 1,5$ para situações persistentes e transitórias; $\gamma_c = 1,2$ para situações acidentais).

Utilizando a equação 3.13, conclui-se que:

$$f_{cd} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \quad 3.14$$

Relativamente ao aço utilizado para as armaduras ordinárias destacam-se as seguintes propriedades:

Tabela 3.5 - Principais propriedades de cada aço utilizado em projeto

f_{yk} [MPa]	E_s [GPa]
400	200
500	

Para o aço, o valor de cálculo da tensão de cedência à tração, f_{yd} , pode ser obtido através da equação 3.14:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad 3.15$$

Em que:

f_{yk} valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;

γ_s coeficiente parcial de segurança relativo ao aço para armaduras para betão armado ($\gamma_s = 1,15$ para situações persistentes e transitórias; $\gamma_s = 1,0$ para situações acidentais).

Através desta equação conclui-se que:

$$f_{yd} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad 3.16$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \quad 3.17$$

3.5. Condições de fundação

Através de um estudo geológico-geotécnico realizado numa zona limítrofe em estudo, e o qual foi disponibilizado de modo a auxiliar este trabalho, foi possível determinar que o horizonte superficial é formado por depósitos de aterro (A_t), predominantemente arenosos e algo pedregosos, os quais são sucedidos por calcários margosos e pontualmente margas calcárias e margas argilosas, pertencentes ao jurássico (J^3_{CM}).

O mesmo estudo geológico-geotécnico sugere o assentamento das estruturas de fundação com tensões de contacto na ordem dos 500 a 600 kPa a partir de 1,50 metros de profundidade, e na ordem dos 400 kPa, para o topo do maciço calcário rochoso que se encontra mais à superfície.

Para efeitos de dimensionamento de fundações à luz do método dos coeficientes parciais de segurança (NP EN 1997), sugere-se a adoção dos parâmetros resistentes apresentados seguidamente, tabela 3.6, inferidos a partir da classificação das sondagens.

Tabela 3.6 - Parâmetros geotécnicos

	Tipo de terreno	W	Peso volúmico γ_t (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno ϕ	Coesão C' (kPa)	Módulo de Deformabilidade E (MPa)
J^3_{CM}	Calcário Margoso	W4-3	21	32	15	40 - 45
		W3-2	21	36 - 38	25 - 30	50 - 70

Das tensões de contato mencionadas anteriormente, adotou-se o valor de 400 kPa no dimensionamento das fundações do presente trabalho.

4. Ações

Entende-se como ação um agente que provoque estados de tensão ou deformação num elemento estrutural qualquer. As ações que merecem maior destaque são os pesos próprios, revestimentos, equipamentos, sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, retração, fluência, assentamentos de apoios ou impulsos de terreno e hidrostáticos.

De modo a garantir a segurança da estrutura, devem de ser consideradas todas ações bem como todas as tensões, esforços ou deformações significativas inerentes às mesmas.

Dependendo da sua variabilidade no tempo e probabilidade de ocorrência, as ações classificam-se como:

- Ações Permanentes
- Ações Variáveis
- Ações Acidentais

As primeiras correspondem às ações que vão atuar em praticamente toda a vida útil da estrutura, o qual se entende como o período previsto para que uma estrutura possa ser utilizada para os efeitos a que se destina. Estas ações são ainda divididas em:

- Ações permanentes diretas - relacionadas com o peso próprio da estrutura, ao qual estão ainda associados os elementos construtivos fixos, elementos não estruturais, instalações e outros equipamentos, e os impulsos do terreno.
- Ações permanentes indiretas - relacionadas com as deformações impostas por ação da retração do betão, fluência, assentamentos de apoios, imperfeições geométricas, pré-tensionamento e pós-tensionamento. Estas ações apenas têm influência sobre estruturas hiperestáticas, porque neste tipo de estruturas existe uma restrição à livre deformação, a qual introduz esforços na estrutura, enquanto que numa estrutura isostática estes esforços não são contabilizados pela razão oposta, ou seja, por não existir nenhuma restrição à livre deformação.

As ações variáveis variam substancialmente ao longo da vida útil da construção. São classificadas como:

- Ações variáveis diretas - relativas às ações provocadas pela utilização da estrutura por parte das pessoas ou veículos e ainda a ação do vento.
- Ações variáveis indiretas - relativas às variações de temperatura.
- Ações variáveis dinâmicas - relativas às ações provocadas por qualquer tipo de aceleração que provoque solicitações na estrutura, como é o caso do sismo.

Em relação às ações acidentais, estas estão associadas a ações de duração extremamente curta e com uma probabilidade relativamente baixa de ocorrência durante a vida útil da construção. Em projeto estas ações são apenas contabilizadas caso os seus efeitos não possam ser controlados de outro modo. Para este tipo de ação mencionam-se as explosões, os incêndios, choques de veículos, as enchentes, como seus exemplos.

4.1. Ações Permanentes

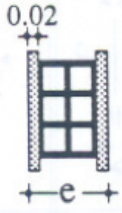
A determinação das ações foi feita através da consulta da NP EN 1990 [1], NP EN 1991 [2], do RSAEEP [6] e ainda das Tabelas Diversas [7]. O RSAEEP teve apenas influência no cálculo da distribuição das paredes por metro quadrado de cada piso, uma vez que este parâmetro não é mencionado em nenhum procedimento no ECO [1].

As ações permanentes utilizadas em projeto, correspondem ao peso próprio do betão armado (25 kN/m^3), aos revestimentos aplicados sobre os pisos e as coberturas - enunciados na tabela 4.1 -, e o peso das paredes divisórias e exteriores, definidos na tabela 4.2.

Tabela 4.1 - Revestimento dos pisos e coberturas

Revestimento	Descrição	Valores [kN/m ²]
Pisos	Tacos, alcatifa ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje	1,5
Varandas	Pedra (até 3 cm) ou mosaicos hidráulicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso	2,0
Cobertura (acessível)	Pedra (até 3 cm) ou mosaicos hidráulicos (incluindo até 5 cm de camada de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso	2,0
Cobertura (não acessível)	Cobertura de relha com ripado de betão apoiado em muretes de alvenaria	2,0

Tabela 4.2 - Tabela de pesos de paredes divisórias e exteriores em kN/m²

Paredes		Pesos de paredes divisórias de alvenaria			
	Divisórias	Tipo	Dimensões dos Tijolos	Espessura [m]	Peso [kN/m ²]
		Tijolo furado (Paredes Simples)	30×20×22	0,15	1,8

	Exteriores	Tijolo furado (Paredes Simples)	30×20×11 + 30×20×15	0,13 + 0,17 + t t = 0,15	3,0
--	------------	------------------------------------	------------------------	-----------------------------	-----

De acordo com o RSAEEP, a quantificação dos pesos das paredes divisórias pode ser contabilizada como uma carga uniforme distribuída em todo o piso, apenas se tiverem uma distribuição uniforme. É ainda referido que a distribuição do peso das paredes na laje é feita da seguinte forma: o peso da parede por metro quadrado a considerar na laje é reduzido em 40% do peso de uma fachada de parede por um metro de comprimento. A equação seguinte, traduz matematicamente o que se referiu anteriormente:

Paredes divisórias:

$$\text{Carga distribuída} = 40\% \cdot h_{\text{parede}} \cdot PP_{\text{paredes divisórias}} \quad 4.1$$

Paredes exteriores:

$$\text{Carga distribuída} = h_{\text{parede}} \cdot PP_{\text{paredes exteriores}} \quad 4.2$$

Tabela 4.3 - Cargas por metro linear das paredes divisórias e exteriores

Paredes	Espessura [cm]	Altura	Peso Próprio de uma parede [kN/m ²]	Carga linear [kN/m]
Exteriores	45	3,6	3	8,4
Interiores	19	3,6	2,1	5,04

4.2. Ações variáveis

Como é possível constatar no Quadro 6.1 do EC1 [2], podem ser consideradas diferentes categorias de utilização associadas a uma estrutura, das quais se atribui a Categoria A ao projeto apresentado neste trabalho.

Tabela 4.4 - Categorias de utilização [2]

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.

Com a categoria do edifício definida, apresentam-se na tabela 4.5 os respetivos valores característicos, retirados da Tabela 3.10 do Anexo Nacional da NP EN 1991 [2].

Tabela 4.5 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios [2]

Categorias de zonas carregadas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Pavimentos		
Categoria A	2,0	2,0
Varandas	Ver a Nota 1	Ver a Nota 3
Escadas	Ver a Nota 2	Ver a Nota 3
<i>NOTA 1: Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.</i>		
<i>NOTA 2: Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m².</i>		
<i>NOTA 3: Deve adotar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente.</i>		

As categorias definidas para as coberturas dependem da sua acessibilidade, como é possível ver no Quadro 6.9 do mesmo regulamento [2], tabela 4.6:

Tabela 4.6 - Categorias de coberturas [2]

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Com base neste quadro, conclui-se que para o edifício apresentado existem 2 tipos de coberturas distintas, H e I. As sobrecargas definidas para a categoria I são em tudo semelhantes às apresentadas para a categoria A. Para categoria H, as sobrecargas encontram-se definidas na tabela 4.7:

Tabela 4.7 - Sobrecargas em coberturas da categoria H [2]

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0
<i>NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k pode atuar em toda ou em parte da área da cobertura.</i>		

4.2.1. Ação da Neve

Na contabilização da ação da neve, teve-se por base a NP EN 1991-1-3 [8]. Este documento remete diversas vezes o projetista para o Anexo Nacional, os quais são específicos para cada país, levando a que os dados apresentados neles sejam mais realistas do ponto de vista nacional.

Para o projeto apresentado, a ação da neve foi considerada como persistente/transitória.

As cargas associadas à ação da neve foram definidas consoante a localização do edifício no mapa, o qual se encontra situado na zona Z2, como é possível observar na figura 4.1:

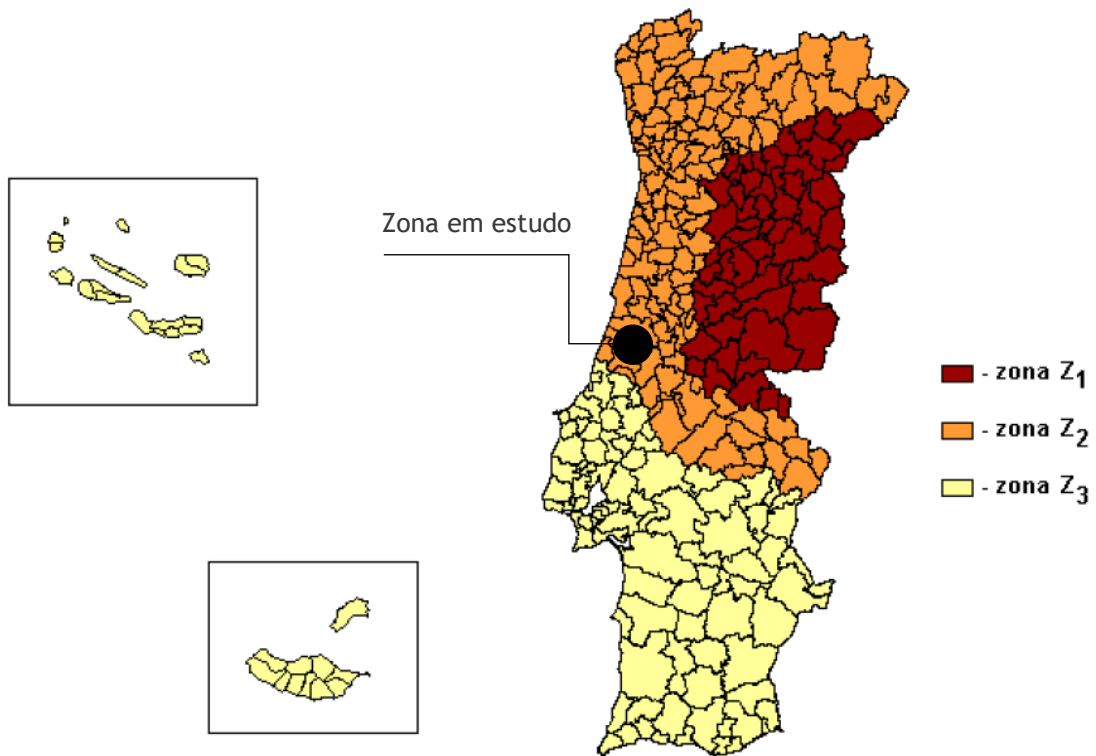


Figura 4.1 - Mapa de zonamento do território, carga da neve ao nível do solo [8]

4.2.1.1. Carga da neve ao nível do solo segundo NP EN 1991-1-3

De acordo com o Anexo Nacional, o valor característico da carga ao nível do solo (s_k) em kN/m^2 , é determinado por:

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad 4.3$$

Em que:

C_z coeficiente dependente da zona (igual a 0,33 para a zona Z1, 0,20 para a zona Z2, e 0,10 para a zona Z3);

H altitude do local, em metros.

Aplicando a equação anterior ao edifício em estudo, o qual se situa a uma cota de 350 metros acima do nível do mar, obtém-se:

$$s_k = 0,10 \left[1 + \left(\frac{350}{500} \right)^2 \right] = 0,298 \text{ kN/m}^2 \quad 4.4$$

4.2.1.2. Carga da neve em coberturas

Segundo a mesma norma, a ação da neve pode distribuir-se de diversas formas, estando dependentes dos seguintes fatores: forma da cobertura; das suas propriedades térmicas; da rugosidade da superfície; da quantidade de calor gerado sob a cobertura; da proximidade de outros edifícios; do terreno adjacente e das condições meteorológicas locais, em particular o regime de ventos, as variações de temperatura e a frequência de precipitação (sob a forma de chuva ou de neve).

4.2.1.3. Disposições da carga segundo EN NP 1991-1-3

Em relação ao edifício em estudo, a EN NP 1991-1-3 [8] refere:

(2) As disposições de carga deverão ser determinadas utilizando 5.3; e o Anexo B quando tal for especificado conforme 3.3.

(3) As cargas da neve em coberturas devem ser determinadas da seguinte forma:

- Para as situações de projeto persistentes/transitórias

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad 4.5$$

Em que:

- s ação da neve
- μ_i coeficiente de forma para a carga da neve (ver a seção 5.3 e o Anexo B da EN NP 1991-1-3 [8])
- C_e coeficiente de exposição;
- C_t coeficiente térmico;
- s_k valor característico da carga da neve ao nível do solo;

(7) Deverá utilizar-se o coeficiente de exposição C_e na determinação da carga da neve na cobertura. A escolha de C_e deverá ter em conta as futuras alterações da envolvente do local. C_e deverá ser considerado como 1,0, salvo especificação diferente em função da topografia.

NOTA: O Anexo Nacional poderá fornecer os valores de C_e para diferentes topografias. Os valores recomendados estão indicados no Quadro 5.1.

Tabela 4.8 - Valores recomendados de C_e para diferentes topografias [8]

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2

a) Topografia exposta ao vento: zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou com pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.

b) Topografia normal: zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.

c) Topografia abrigada: zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o do terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.

(8) O coeficiente térmico C_t deverá ser utilizado para ter em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica ($> 1 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$), em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo de calor.

Para todos os outros casos:

$$C_t = 1,0$$

NOTA 1: Com base nas propriedades de isolamento térmico do material e na forma da construção, a utilização de um valor reduzido de C_t poderá ser autorizada no Anexo Nacional.

NOTA 2: Informações adicionais poderão ser obtidas na ISO 4355.

4.2.1.4. Coeficientes de forma da cobertura segundo EN NP 1991-1-3

- Generalidades

Os coeficientes de forma para as disposições da carga da neve não deslocada e deslocada relativos a todos os tipos de coberturas indicados no capítulo 5.3 da NP EN 1991-1-3 [8], com exceção das cargas de neve associadas a deslocamentos excepcionais definidos no Anexo B Do mesmo regulamento, onde se autoriza a utilização deste anexo.

Com base no disposto no capítulo 5.3 da NP EN 1991-1-3, chegou-se à conclusão que o Anexo B é o mais indicado a utilizar.

De acordo com o EC1 [8], os valores indicados no Quadro 5.2 desta norma aplicam-se quando não há impedimento ao deslizamento da neve na cobertura. Nos casos em que existam guarda-

neves ou outros obstáculos, ou em que o bordo inferior da cobertura tenha uma platibanda, o coeficiente de forma para a carga da neve não deverá ter um valor inferior a 0,8.

4.2.1.5. Valor de cálculo

Como o EC1 [8] não faz nenhuma referência específica ao cálculo da ação da neve em varandas e terraços, o cálculo efetuado para estes casos teve por base as coberturas de uma vertente, indicado no ponto 5.3.3 da mesma norma, onde são mencionadas as coberturas de uma vertente e sem impedimentos da deslocação da neve.

É apresentado na figura 4.2 o coeficiente de forma utilizado para os casos mencionados anteriormente, e ainda a disposição da carga.

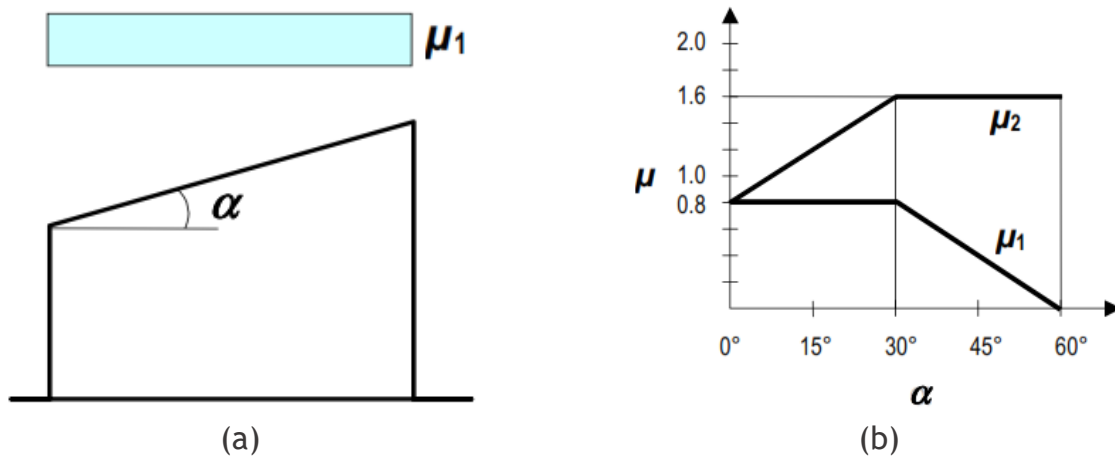


Figura 4.2 - (a) Coeficiente de forma para a carga da neve; (b) cobertura de uma vertente [8]

Deste modo, pode-se concluir que para uma cobertura com 0° de inclinação corresponde o valor de $\mu_1 = 0,8$.

Recorrendo à equação 4.5, determina-se que:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,298 = 0,238 \text{ kN/m}^2 \quad 4.6$$

Como as coberturas inclinadas do edifício em estudo apresentam apenas uma inclinação de 5°, o valor de cálculo admitido é igual ao das coberturas planas.

4.2.2. Análise Sísmica

Atualmente, a preocupação relacionada com um sismo e com os perigos que advenham dele, é cada vez maior. A Engenharia Civil tem um papel fulcral sobre este assunto, uma vez que passa

por ela capacitar as estruturas com mecanismos de resistência, que assegurem a estabilidade do edifício e a segurança das vidas humanas sob a ação sísmica.

Num contexto geológico, Portugal encontra-se localizado na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar que corresponde à fronteira entre as placas euro-asiática e africana e a oeste pela falha dorsal do oceano Atlântico.

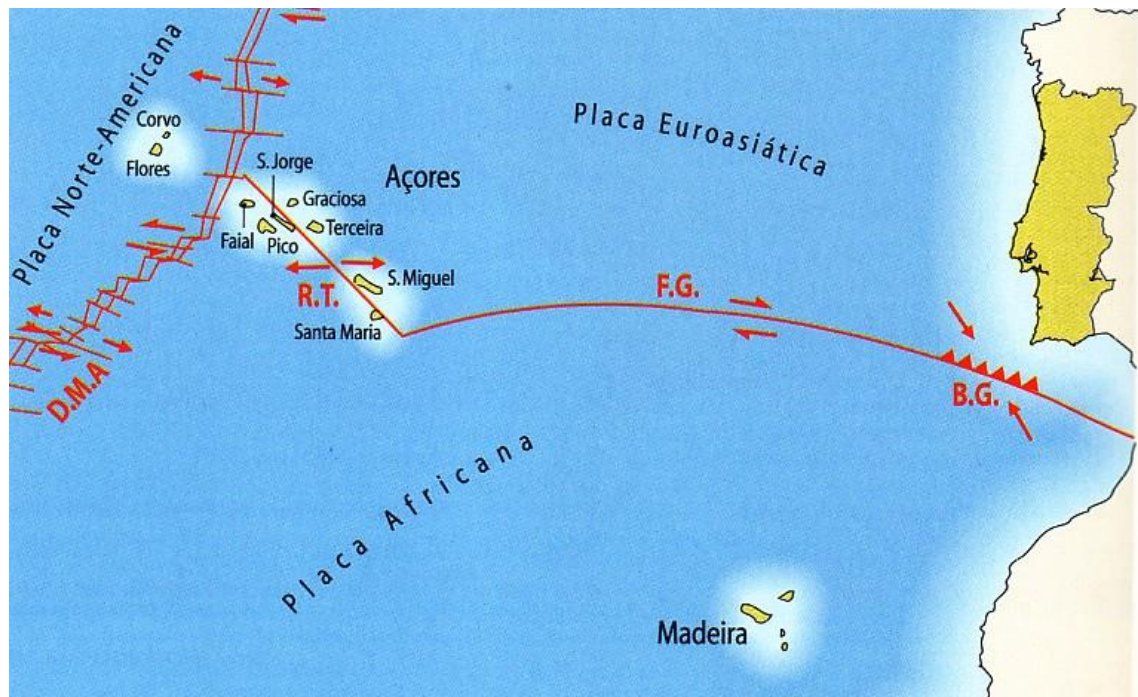


Figura 4.3 - Estruturação tectónica da falha Açores-Gibraltar [9]

4.2.2.1. NP EN 1998: Eurocódigo 8

Para o dimensionamento do edifício em relação às ações sísmicas, utilizou-se a norma NP EN 1998 [10], pelo que todas as verificações de segurança apresentadas neste capítulo incidirão sobre a mesma.

4.2.2.1.1. Exigências de Desempenho

De acordo com a norma NP EN 1998 [10], uma estrutura está capacitada para resistir à ação sísmica quando a exigência de não colapso e de limitação de danos for garantida.

A primeira exigência reflete a segurança da estrutura face a um evento sísmico raro, evitando o seu colapso. No entanto a possibilidade de ocorrência de danos estruturais não é salvaguardada. A limitação de danos, por sua vez, exige que as construções não sofram danos significativos perante um sismo, evitando deste modo custos de reparação demasiado elevados.

4.2.2.1.2. Representação da Ação Sísmica

A NP EN 1998-1 [10] define dois tipos de ação sísmica para o dimensionamento de uma estrutura:

- Ação sísmica Tipo 1 - para o cenário de sismo “afastado” (sismo interplaca), referente aos sismos com epicentro na região Atlântica, e que pretende representar a ação sísmica de elevada magnitude e grande distância focal; e,
- Ação sísmica Tipo 2 - para um cenário de sismo “próximo” (sismo intraplaca) abrangendo, em geral, os sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores, e que pretende representar a ação de um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal.

O risco de sismicidade, a ser contabilizado no dimensionamento, depende da localização da estrutura. A presente norma estabelece para Portugal diferentes divisões, as quais são influenciadas pelo zonamento do território e pelo tipo de ação sísmica a atuar, como é ilustrado na figura 4.4, retirada do Anexo Nacional da mesma norma:

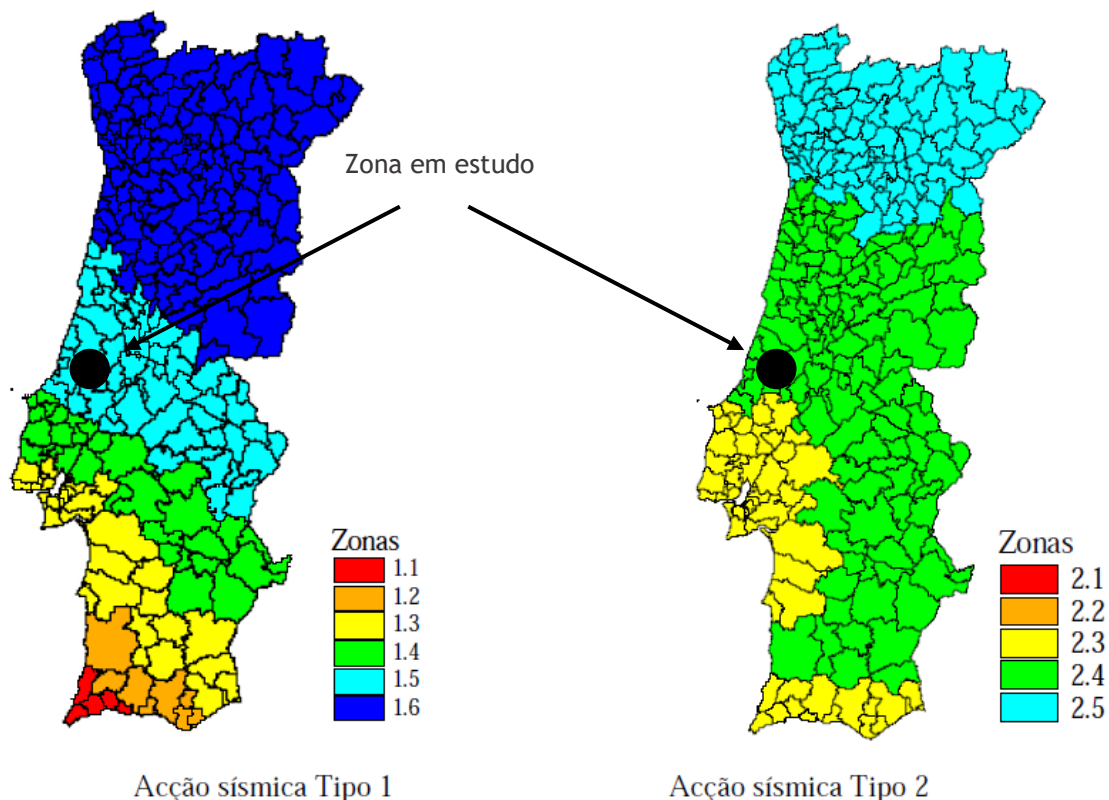


Figura 4.4 - Risco de sismicidade do território português para ação sísmica próxima e ação sísmica afastada [10]

Como já foi mencionado neste trabalho, o local de construção do edifício será em Fátima, que corresponde a uma zona de sismicidade moderada baixa.

Os valores da aceleração máxima de referência de projeto, para cada uma das zonas sísmicas em função dos dois tipos de atividade sísmica a considerar, são indicados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [10]

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Para o projeto em questão e com base numa campanha de prospeção, conclui-se que o local situa-se nas zonas sísmicas 1.5 e 2.4, respetivamente para as ações do Tipo 1 e Tipo 2.

4.2.2.1.3. Classe do solo

Relativamente aos efeitos geológicos locais e para a definição dos espetros de resposta elásticos a utilizar em cada zona sísmica, a NP EN 1998-1 [10], classifica o solo de A até S2, por ordem decrescente de rigidez e resistência, como se apresenta na tabela 4.10:

Tabela 4.10 - Tipos de terreno [10]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou	< 180	< 15	< 70

	de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura			
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S ₁			

Através da definição do perfil estratigráfico do terreno, pode-se concluir que a classe do solo da estrutura a dimensionar enquadra-se na descrição da classe A.

4.2.2.1.4. Espectro de resposta

A NP EN 1998-1 [10] menciona três tipos de espectros de resposta:

- Espectro de resposta elástica horizontal
- Espectro de resposta elástica vertical
- Espectro de cálculo para a análise elástica

Nesta dissertação utilizar-se-á o espectro de resposta para a análise elástica, uma vez que a taxa de aproveitamento do material é comparativamente maior do que as outras opções. O ponto 3.2.2.5(1) da mesma norma permite, para uma análise no domínio não linear, que o cálculo para resistir a forças sísmicas seja inferior às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

Para estruturas de betão armado com um coeficiente de amortecimento de 5%, o espectro de resposta apresenta um comportamento semelhante ao que é apresentado na Figura 4.5.

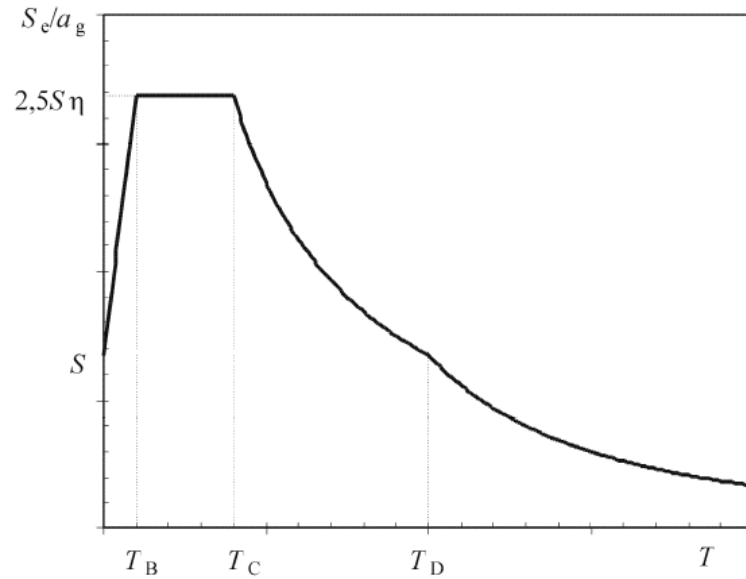


Figura 4.5 - Forma do espectro de resposta elástica [10]

O coeficiente de amortecimento é definido pelas expressões 4.7 a 4.10:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 4.7$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad 4.8$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 4.9$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 4.10$$

Em que:

$S_d(T)$ Espectro de cálculo de acelerações (m/s^2)

T Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (m/s^2)
($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

γ_I Coeficiente de importância;

a_{gR} Valor de referência da aceleração máxima à superfície de terreno do tipo A (m/s^2)

T_B Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_C Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_D	Valor que define o espectro no início do ramo do deslocamento constante
s	Coeficiente do solo;
q	Coeficiente de comportamento;
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal (recomendado o valor de 0,2 pelo Anexo Nacional [10]);

4.2.2.1.5. Classe de importância

Os coeficientes de importância são adotados para que os níveis de exigência inerentes ao edifício sejam tidos em consideração.

A NP EN 1998-1 [10] define quatro classes de importância. Na tabela apresenta-se a descrição de cada uma dessas classes.

Tabela 4.11 - Classes de importância para os edifícios [10]

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Para cada classe de importância, o Anexo Nacional da NP EN 1998-1 [10] indica no Quadro NA.II os coeficientes de importância (γ_I) a adotar, tabela 4.12:

Tabela 4.12 - Coeficientes de importância γ_I

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

4.2.2.1.6. Parâmetros para o cálculo do espectro de resposta

O valor da aceleração de base, a_g , apresenta o seguinte valor para cada tipo de ação sísmica

Para a ação sísmica do Tipo 1:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad 4.11$$

$$a_g = 1 \cdot 0,6$$

$$a_g = 0,6 \text{ m/s}^2$$

Para a ação sísmica do Tipo 2:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad 4.12$$

$$a_g = 1 \cdot 1,1$$

$$a_g = 1,1 \text{ m/s}^2$$

Segundo o Anexo Nacional de [11] o parâmetro S é definido pelas seguintes expressões:

$$\text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad 4.13$$

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \quad 4.14$$

$$\text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1 \quad 4.15$$

Através dos Quadro NA - 3.2 e 3.3 do mesmo regulamento, apresentados nas tabelas 4.13 e 4.14, retiram-se os valores de S_{max} , T_B , T_C e T_D para a ação do sísmica do Tipo 1 e Tipo 2.

Tabela 4.13 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica do Tipo 1 [10]

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela 4.14 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica do Tipo 2 [10]

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Na tabela 4.15 apresenta-se um quadro resumo dos valores que definem os espectros de resposta para as ações sísmicas do tipo 1 e 2.

Tabela 4.15 - Tabela resumo dos valores inerentes ao espectro de resposta

Ação Sísmica	Zonamento Sísmico	a_{gR} (m/s ²)	a_g (m/s ²)	S_{max}	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	1.5	0,6	0,6	1,0	1,0	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	2.4	1,1	1,1	1,0	1,0	0,1	0,25	2,0

4.2.2.1.7. Coeficiente de comportamento

Por fim, define-se o coeficiente de comportamento, q . A este coeficiente está associada uma redução das forças obtidas pela análise linear, a qual tem em consideração a resposta não linear da estrutura e é influenciada pelo material, pelo sistema estrutural e pelos procedimentos de projeto. Este coeficiente é obtido de forma aproximada, tendo por base a norma EN NP 1998-1 [10].

Em primeiro lugar é necessário definir a classe de ductilidade:

- DCL - Baixa capacidade de dissipação de energia;
- DCM - Média capacidade de dissipação de energia; ou
- DCH - Alta capacidade de dissipação de energia.

Apesar de terem sido apresentadas três classes, o regulamento menciona que os edifícios de betão resistentes aos sismos que não sejam os casos de baixa sismicidade, devem de ser projetados de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global. Perante este pressuposto, os edifícios de betão são apenas classificados como DCM (classe de ductilidade média) e DCH (classe de ductilidade alta), em função da sua capacidade de dissipação hiperestática [10].

Para o projeto em estudo será utilizada a classe DCM.

De acordo com o ponto 5.2.2.2 do mesmo regulamento, o coeficiente de comportamento, q , é obtido através da equação 4.16:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad 4.16$$

Em que:

q_0 valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

k_w coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Os valores básicos do coeficiente de comportamento, q_0 , são apresentados na seguinte tabela:

Tabela 4.16 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

α_1 e α_u são definidos da seguinte forma:

α_1 valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_u valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de seções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. O coeficiente α_u poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear (*pushover*) global.

Para um sistema porticado ou mistos equivalentes a pórticos, utiliza-se o valor $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$, o qual está associado a edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos [10].

Deste modo, o coeficiente de comportamento, q_0 , toma o valor igual a:

$$q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1 \quad 4.17$$

$$q = 3,0 \cdot 1,3$$

$$q = 3,9$$

Para o mesmo tipo de sistema, o valor de k_w corresponde a 1,0.

Com todos os parâmetros definidos, obtém-se o valor de q :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad 4.18$$

$$q = 3,9 \cdot 1 \geq 1,5$$

$$q = 3,9 \geq 1,5 \quad OK!$$

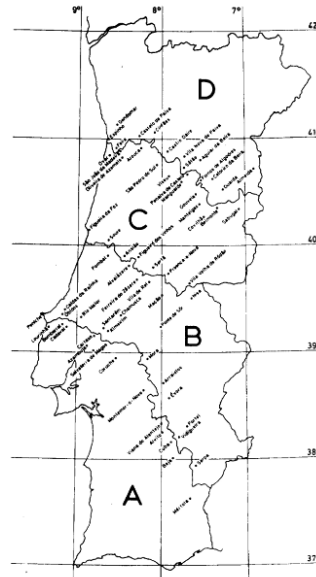
4.2.2.2. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

De acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes - RSAEEP [6], a ação de fenómenos sísmicos mais ou menos severos podem ser sistematizados em dois grandes tipos:

- Ação sísmica do Tipo 2 - sismos distantes, de grande magnitude e com epicentro no mar - sismicidade interplacas Eurasiática e Africana -, gerada na zona de fratura Açores-Gibraltar; e
- Ação sísmica do Tipo 1 - sismos locais, de magnitude moderada e pequena distância focal - sismicidade intraplaca Eurasiática -, resultante da acumulação de tensões e do desenvolvimento de deformações tectónicas atuais, no seu interior.

4.2.2.2.1. Zonamento do território

Este documento regulamentar considera o território Continental português dividido em quatro zonas: A, B, C e D, segundo ordem decrescente de sismicidade. Segundo esta divisão e de acordo com a figura seguinte, definiu-se que o edifício em estudo pertence à zona B.



4.2.2.2.2. Quantificação da ação do sismo

Para que a ação do sismo possa ser quantificada é necessário definir a natureza do terreno, o que é apresentado na Figura 4.6 - Delimitação das zonas sísmicas do território continental [6]

coeficiente de sismicidade, α , coeficiente de comportamento, o tipo de ação sísmica e os seus espetros de resposta.

- **Natureza do terreno**

A natureza dos terrenos foi sistematizada, pelo referido Regulamento, em três grandes tipos. A tabela 4.17 apresenta a tipologia dos terrenos geológicos investigados na área em estudo, de acordo com o regulamento evocado.

Tabela 4.17 - Tipo de terreno de acordo com o RSAEEP [6]

Unidade Geológica	Tipo de Terreno		
	I	II	III
Rochas e solos coerentes rijos		Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos	Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos
Aterros		○	●
Jurássico (Camadas de Cabaços e Montejunto)	●	○	

● mais provável

- menos provável

De acordo com a tabela apresentada, definiu-se o terreno como tipo I.

- **Coefficiente de sismicidade**

O coeficiente de sismicidade (α) assume os valores 1.0, 0.7, 0.5 e 0.3, respectivamente para as zonas sísmicas A, B, C e D, inserindo-se a área alvo de estudo na zona B, a que corresponde um valor de $\alpha = 0,7$.

- **Coefficiente de amortecimento**

Segundo o ponto 33 do mesmo regulamento, sabe-se que para estruturas em pórtico com ductilidade normal o coeficiente de amortecimento toma um valor igual a 2,5.

- **Coefficiente de comportamento**

Este parâmetro toma o valor de 2,5 para estruturas em pórtico com ductilidade normal, o qual está definido no ponto 33 de [12].

4.3. Combinação de Ações

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuar simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. Essas combinações devem englobar as diferentes possibilidades de ocorrência simultânea das cargas de uma forma plausível, determinando os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental [3]

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \cdot \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right] \quad 4.19$$

Estados Limites Últimos - Combinação Fundamental, caso particular da ação variável base ser a ação sísmica [3]

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad 4.20$$

Estados Limites Serviço - Combinação quase-permanente [3]

$$\sum_{i=1}^m G_{mi} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad 4.21$$

5. Cálculo da Estrutura

5.1. Introdução

Uma vez estabelecida a solução estrutural, torna-se necessário proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que satisfaçam as condições exigidas. Após esta análise inicial, foram feitos os ajustes necessários, determinando a geometria estrutural final e, conseqüentemente, as cargas reais que permitem o dimensionamento segundo a NP EN 1992-1-1 [4].

No desenvolvimento deste capítulo, por forma a respeitar a ordem natural de transferência de cargas verticais do edifício, foi estabelecida a seguinte ordem de pré-dimensionamento:

1. Lajes
2. Vigas
3. Pilares

5.2. Pré-Dimensionamento

5.2.1. Lajes

As lajes são elementos laminares planos e com cargas geralmente distribuídas perpendicularmente ao plano médio [13]. Existem diversos tipos de lajes, os quais são classificados consoante [13]:

- O tipo de apoio: lajes vigadas (apoiadas em vigas), lajes fungiformes com ou sem capitel (apoiadas diretamente em pilares), lajes em meio elástico (apoiadas numa superfície deformável - solo de fundação, por exemplo);
- A sua constituição: lajes monolíticas - só em betão armado (maciças, aligeiradas ou nervuradas); lajes de vigotas pré-esforçadas, lajes mistas (betão armado com outro material - perfis metálicos, por exemplo);
- Ao modo de flexão dominante: lajes armadas numa direção (comportamento predominantemente unidimensional), lajes armadas em duas direções ou em cruz (comportamento bidirecional);
- À caracterização do comportamento: lajes finas, lajes espessas, lajes isotrópicas;

- Ao modo de fabrico: lajes betonadas “in situ”, lajes realizadas por pré-fabricação total (alveoladas, por exemplo), lajes realizadas por pré-fabricação parcial (pré-lajes, por exemplo).

De acordo com o enunciado no ponto 7.4.1 do EC2 [4] a laje não deve sofrer deformações excessivas, pelo que é necessário fazer uma análise do maior vão para se obter a espessura, h , deste elemento estrutural de modo a que este tipo de situações sejam evitadas. No caso do edifício em estudo, este vão corresponde a 8,325 m e verifica-se em todas as lajes do edifício exceto na do piso -1, figura 5.1.

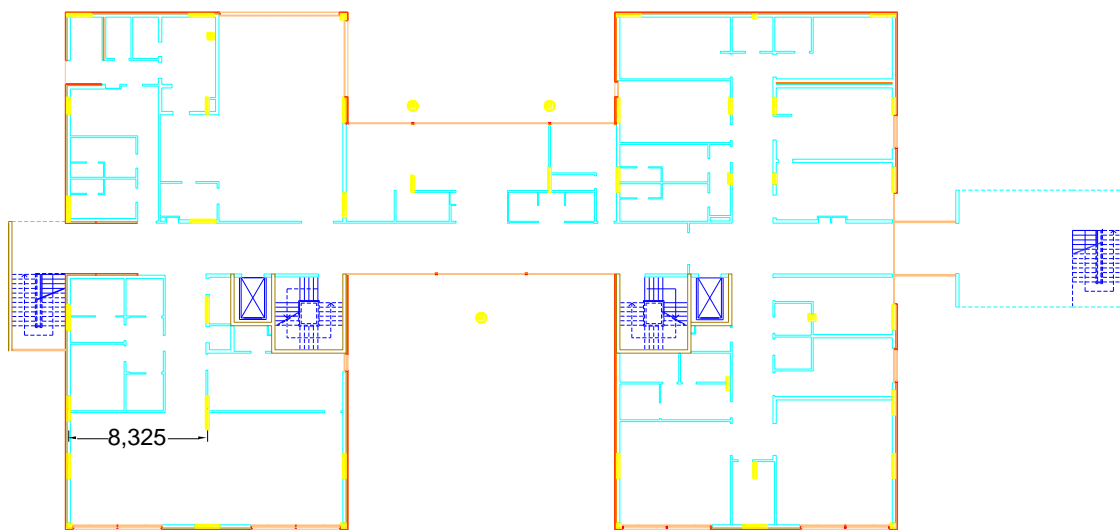


Figura 5.1 - Vão condicionante para o pré-dimensionamento da laje

Para todos os pisos do edifício em estudo foram adotadas lajes fungiformes maciças como solução estrutural.

As regras de pré-dimensionamento apresentadas pelas fórmulas 5.1 a 5.3, têm como objetivo estimar a espessura, h , do elemento estrutural em questão [13]:

- Regra empírica

Lajes armadas em duas direções

$$h = \frac{\ell_{max}}{30} \text{ a } \frac{\ell_{max}}{35}$$

Lajes armadas numa direção

$$h = \frac{\ell_{max}}{25} \text{ a } \frac{\ell_{max}}{30} \quad 5.1$$

Em que:

ℓ_{max} máximo vão entre os pilares.

- Momento reduzido, μ

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad 5.2$$

Em que:

M_{Ed} máximo vão entre os pilares;


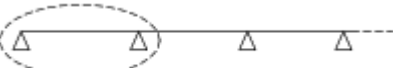
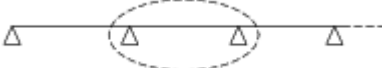
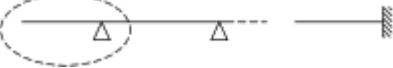
b largura da secção;

d altura útil da secção;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

- Verificação indireta da deformação

Tabela 5.1 - Verificação indireta da deformação de lajes correntes [13]

Sistema estrutural		$\rho = 0,5\%$
Laje armada em 1 ou 2 direções simplesmente apoiada		20
Painel de laje de bordo armada em 1 ou 2 direções		26
Painel de laje interior armada em 1 ou 2 direções		30
Laje em consola		8

$$\rho = \ell/d \quad 5.6$$

Em que:

ℓ vão entre os pilares;

d altura útil da secção;

Para as lajes apresentadas no projeto, adotou-se uma espessura igual a 0,25 m.

5.2.2. Vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi feito com base nas seguintes regras de pré-dimensionamento:

- Regra empírica

$$h = \frac{\ell_0}{10 a 12} \quad 5.3$$

Em que:

ℓ_0 distância entre pontos de momentos nulos;

- Momento reduzido, μ

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad 5.4$$

Em que:

M_{Ed} máximo vão entre os pilares;


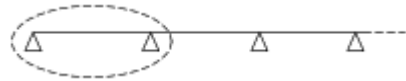

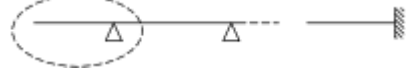
b largura da secção;

d altura útil da secção;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

- Verificação indireta da deformação [3]

Tabela 5.2 - Tipo de terreno de acordo com o RSAEEP [6]

Sistema estrutural		$\rho = 1,5\%$
Viga simplesmente apoiada		14
Viga extremo de uma viga contínua		18
Viga interior de uma viga contínua		20
Consola		6

$$\rho = \ell/d \quad 5.5$$

Em que:

ℓ vão entre os pilares;

d altura útil da secção;

Tendo em conta que a largura dos pilares corresponde maioritariamente a 0,25 m, adotou-se a mesma dimensão para a largura das vigas.

5.2.3. Pilares

No pré-dimensionamento dos pilares é necessário que se faça uma análise dos esforços axiais que descarregam em cada pilar, tendo em conta as respetivas áreas de influência. Relativamente a este último aspeto - as áreas de influência - consideraram-se três posicionamentos diferentes dos pilares, uma vez que o seu posicionamento condiciona os esforços absorvidos por cada pilar:

- Pilar de extremidade;
- Pilar intermédio;
- Pilar central.

Para a verificação das seções sujeitas a compressão simples se, recorre-se à seguinte expressão matemática, para ações verticais:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,6 \cdot f_{cd}} \text{ a } \frac{N_{sd}}{0,8 \cdot f_{cd}} \quad 5.5$$

Em que:

A_c área de seção do pilar;

N_{sd} valor de cálculo do esforço normal atuante;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Deve-se mencionar que as seções apresentadas neste trabalho serão diferentes das que se obteriam através da aplicação da equação 5.5, uma vez que esta não tem em consideração o momento fletor, ou seja, não se aplica a seções sujeitas a flexão composta.

5.2.4. Fundações

Num edifício, o pré-dimensionamento das sapatas é feito de modo a que o terreno garanta as condições necessárias para suportarem as tensões a si transmitidas. No caso das sapatas isoladas, a área mínima, A_{min} , para este elemento estrutural é obtida através da expressão 5.4, tendo em conta o esforço axial na base dos pilares, N_{pilar} :

$$A_{min} = \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}} \quad 5.6$$

Em que:

$N_{\text{ pilar}}$ esforço axial na base dos pilares;

$\sigma_{\text{ adm}}$ valor da tensão admissível do solo.

O valor da tensão admissível do terreno, encontra-se explicado no capítulo 3 - *Crêterios Gerais de Dimensionamento* - e corresponde a 400 kPa.

Como enunciado no subcapítulo 5.3.2, o mesmo acontece nas funda es em termos de pré-dimensionamento. Uma vez que a equa o 5.4 tem apenas em considera o o esforço axial e as sapatas de funda o estão sujeitas a flexão composta, as áreas mínimas obtidas pela equa o de pré-dimensionamento, 5.4, são diferentes das apresentadas no projeto.

A altura de uma sapata, H , deve garantir um bom funcionamento como um corpo rígido em meio elástico (solo) e que elimine possíveis problemas de punçamento. Esta parâmetro   obtido de acordo com a expressão 5.9 [13]:

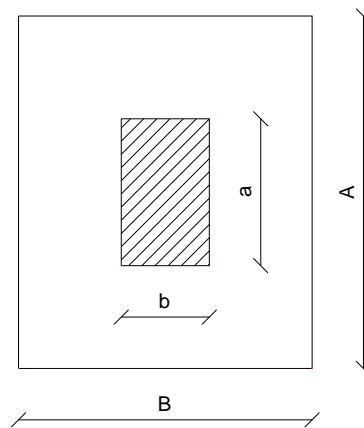


Figura 5.2 - Dimensões de uma sapata [12]

$$\frac{B - b}{2} \geq H \geq \frac{B - b}{4} \quad 5.7$$

Em que:

B largura da funda o;

b largura do pilar sobre a funda o.

5.3. Dimensionamento

O dimensionamento dos elementos estruturais inerentes ao projeto apresentado, foram calculados de modo iterativo, com recurso ao programa Tricalc.

6. Conclusão

O objetivo principal deste trabalho foi cumprido ao se ter aplicado todo um conjunto de conhecimentos desenvolvidos ao longo da atividade prática do curso de engenharia civil, na área da mecânica estrutural e betão armado, os quais permitiram a análise de todos os diferentes tipos de elementos estruturais do edifício. Para aligeirar o tempo de cálculo recorreu-se a um software de cálculo automático vocacionado para o projeto de estruturas.

O segundo objetivo, inerente ao estudo faseado de um projeto de estabilidade foi também cumprido, tendo sido percorridas todas as respetivas fases: adoção da solução estrutural, quantificação de ações, pré-dimensionamento e acabando na pormenorização. Com base na solução estrutural e nas ações a que o edifício estará sujeito, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, o qual permitiu comparar alguns resultados com os obtidos pelo modelo de cálculo. Em relação a este aspeto, conclui-se que as lajes do edifício apresentado, consideradas como fungiforme maciças, verificaram todos os parâmetros de segurança apesar da espessura adotada no modelo ter sido ligeiramente inferior à obtida no pré-dimensionamento, em parte pela introdução de espessamentos localizados, capiteis, parte pela utilização pontual de vigas tornando o sistema de lajes misto, vigada e fungiforme. Os pilares, por sua vez, sofreram uma ligeira redução de dimensão, comparativamente à proposta pelo projeto de arquitetura. Quanto às vigas, deve-se dar destaque às que apresentam maiores vãos, nestas, houve necessidade de se adotar uma secção relativamente alta, de modo a garantir a sua resistência e evitar eventuais problemas de deformação.

Em jeito de conclusão, deve-se realçar toda a importância da realização deste trabalho, o qual permitiu adquirir conhecimentos a nível da utilização de cálculo automático, reconhecendo as suas potencialidades e, não menos importante, as suas limitações, e ainda aplicar todo o conhecimento adquirido no curso de Engenharia Civil.

Referências Bibliográficas

- [1] NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas;
- [2] NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;
- [3] Bernardo, L. F. A., Apontamentos de Betão Estrutural 1, UBI, Covilhã, 2012-2013;
- [4] NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- [5] Morais, M. M.; Cachim, P., Estruturas de betão - Bases de cálculo, 2013;
- [6] RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
- [7] Tabelas Diversas, Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, IST, Lisboa
- [8] NP EN 1991-1-3:2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-3: Ações da neve
- [9] <https://jaimefernanda.files.wordpress.com/2012/01/falha-ac3a7ores-gibraltar.jpg>
- [10] NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- [11] NP EN 1998-5:2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos
- [12] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
- [13] Bernardo, L. F. A, Apontamentos de Betão Estrutural 2, UBI, Covilhã, 2015-2016

Anexos

Anexo I Memória Descritiva

Anexo II Orçamentos

Anexo III Peças Desenhadas

Anexo I - Memória Descritiva

Índice da Memória Descritiva

1. Introdução	1
2. Movimentos de Terras	3
2.1. Descrição dos trabalhos de escavação e aterro.....	3
2.2. Escavação.....	3
2.3. Aterros em fundações e estruturas	4
3. Conceção e Dimensionamento das Fundações e Estruturas	7
3.1. Introdução	7
3.2. Ações e combinações de ações	7
3.3. Documentação técnica e regulamentação.....	8
3.4. Aspectos gerais da conceção estrutural e fundações	8
3.4.1. Fundações	8
3.4.2. Materiais	9
4. Descrição do Modelo Estrutural	11
4.1. Modelo de cálculo	11
4.2. Solução Estrutural.....	11
4.3. Ações Consideradas:	14
4.4. Combinações de Ações:	14
5. Legislação	15
6. Aspectos Construtivos	17

1. Introdução

No presente documento, apresenta-se a Memória Descritiva e Justificativa referente ao Projeto de Estabilidade para um Centro de Reabilitação para Atletas de Alto Rendimento, que a Câmara Municipal de Ourém pretende levar a efeito em Fátima.

No presente projeto apresentam-se as descrições das estruturas e os cálculos justificativos dos seguintes elementos estruturais:

- Fundações;
- Pilares;
- Vigas;
- Lajes.

2. Movimentos de Terras

2.1. Descrição dos trabalhos de escavação e aterro

As características geológicas dos terrenos de fundação foram observadas in situ pelos elementos da equipa projetista, que cruzaram ainda os dados obtidos com levantamentos geológicos realizados em locais próximos.

Deverá ser saneada uma camada superficial do terreno em cerca de 0,20 metros, de modo a retirar a camada de solo orgânico existente.

No que se refere à presença de água, face às características orográficas, considera-se que o nível freático não terá interferência com as estruturas a realizar.

2.2. Escavação

As escavações serão realizadas logo após a conclusão do saneamento da camada superficial.

Da análise efetuada ao terreno prevê-se que a escavação possa ser realizada recorrendo aos meios mecânicos convencionais (máquina giratória), no entanto, dever-se-á considerar a hipótese de ocorrerem núcleos rochosos resistentes, ou blocos com dimensões tais, que impliquem a utilização de ripper com martelo pneumático acoplado no braço de uma máquina giratória, para atingir a cota requerida.

A qualidade dos materiais resultantes de escavações na obra e a aplicar em aterro será verificada de forma continuada durante o trabalho. Assim, far-se-á periodicamente a caracterização dos materiais escavados por forma a garantir que se trata de materiais em condições de serem utilizados em aterro.

Na eventualidade de ser necessário proceder a "desmonte a fogo" serão tomadas as precauções necessárias, desde avisos sonoros bem como o estabelecimento do perímetro de segurança para não colocar em risco pessoas e bens.

2.3. Aterros em fundações e estruturas

Este capítulo refere-se à execução de aterros junto a elementos estruturais, que serão designados “aterros técnicos”.

- Execução dos “aterros técnicos”

As camadas do aterro serão executadas simetricamente em relação à estrutura, e a sua espessura será ajustada às características do aterro, da estrutura a envolver, das condições de execução e do material do aterro utilizado. A espessura das camadas será de cerca de 0,20 m.

Cada camada deve ser compactada de tal forma que a compactação relativa, referida ao ensaio Proctor Modificado, seja de 95%.

O material de aterro apenas será compactado quando tiver o teor em água adequado para que se possa obter a compactação requerida.

A ligação entre os aterros técnicos e os aterros confinantes deve ser feita através de endentamento das camadas que constituem o segundo aterro, no primeiro através de degraus recortados no primeiro aterro com espessura igual à espessura das camadas.

3. Conceção e Dimensionamento das Fundações e Estruturas

3.1. Introdução

Na presente memória descritiva são referidos os principais parâmetros que foram tidos em conta na conceção da estrutura e fundações dos diversos órgãos e no dimensionamento dos elementos estruturais de betão armado que os compõem.

Assim, são referidas as ações e combinações consideradas, definidos os materiais e os requisitos especiais de durabilidade e são apresentados os modelos de cálculo e documentação técnica utilizada.

Em seguida é descrita e justificada a solução geral de estruturas e respetivas fundações respeitante aos trabalhos de construção civil dos elementos estruturais da empreitada.

São apresentados desenhos com plantas e cortes da estrutura que definem a geometria de todos os elementos principais de betão armado, sendo complementados por um conjunto de pormenores de betão armado dos elementos mais representativos.

3.2. Ações e combinações de ações

Na análise estrutural e dimensionamento efetuados foram tidas em consideração não só as ações diretas, ou seja, as forças aplicadas diretamente à estrutura, mas também, as deformações impostas, em especial, a retração. Se no cálculo aos estados limites últimos de resistência as cargas aplicadas e as suas combinações são determinantes para o dimensionamento, já nas condições a verificar para um adequado funcionamento em serviço e durabilidade, as ações indiretas (deformações impostas) combinadas com cargas aplicadas são essenciais, condicionando, no presente caso, a quantidade e disposição de armadura.

No que se refere às ações diretas, foram consideradas as ações permanentes e as ações variáveis. As ações permanentes incluem o peso próprio do material estrutural, o peso e o impulso das terras e o peso da água, de materiais de revestimento e de enchimento.

Do lado das ações variáveis foi considerada uma sobrecarga adicional (referente a pessoas) de $2,0 \text{ kN/m}^2$ para as lajes dos pisos, $5,0 \text{ kN/m}^2$ para as lajes de escadas, $2,5 \text{ kN/m}^2$ nas coberturas acessíveis e $0,4 \text{ kN/m}^2$ para as lajes de escadas não acessíveis.

Foram considerados os impulsos provocados pela atuação de uma sobrecarga de 10,0 kN/m² no tardo dos muros e paredes. A pressão e os impulsos hidrostáticos dos líquidos foram desprezados por existirem drenos adequados que proporcionam o escoamento de águas de terrenos húmidos. A ação do vento foi omitida no dimensionamento estrutural do edifício de balneários.

No que se refere à combinação de ações foram consideradas as combinações fundamentais, bem como as combinações com vista à verificação aos estados limites de utilização.

Para o controlo da abertura de fendas, foram combinados os efeitos das cargas aplicadas e das deformações impostas sob a forma de combinações frequentes, de acordo com a NP EN 1992-1-1: 2010.

3.3. Documentação técnica e regulamentação

Na análise estrutural efetuada e no dimensionamento dos elementos estruturais foi respeitada a regulamentação portuguesa em vigor, nomeadamente o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP) e as NP EN 1990: 2009, NP EN 1991-1-1: 2009, a NP EN 1991-1-3: 2009, NP EN 1992-1-1: 2010, NP EN 1998-1: 2010 e a NP EN 1998-5: 2010.

O cálculo dos esforços foi efetuado recorrendo a métodos e regras que permitiram uma avaliação segura dos esforços condicionantes para o dimensionamento dos elementos estruturais. A análise e dimensionamento de estruturas porticadas foram efetuadas com recurso a programas de cálculo automático, realizando-se modelos parciais ou totais.

3.4. Aspetos gerais da conceção estrutural e fundações

3.4.1. Fundações

A conceção geral das fundações foi efetuada de modo a transmitir ao terreno uma tensão máxima de 400 KPa.

3.4.2. Materiais

Os materiais utilizados na concepção dos elementos estruturais são definidos em função dos níveis de esforços instalados nos elementos e ainda da classe de exposição a que estão sujeitas as estruturas.

Assim, na estrutura do edifício será utilizado o betão C20/25 nas sapatas, lintéis de fundação e muros de cave, e o betão C30/37 nas lajes de fundação, paredes resistentes, lajes, vigas e pilares.

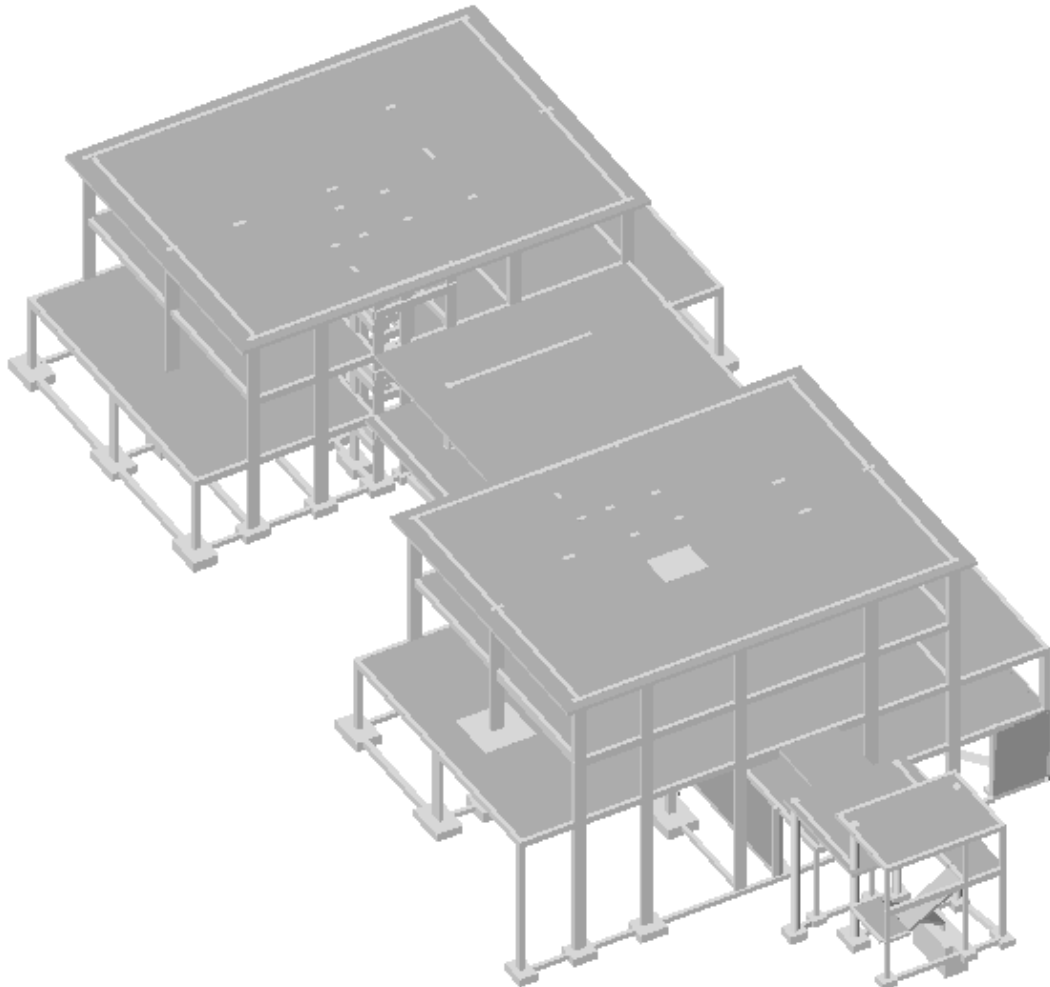
O aço a utilizar para toda a estrutura será o aço A400 NR.SD, exceto nas lajes onde será utilizado o aço A500 NR.SD.

Os recobrimentos a considerar serão de 2,5 cm em geral e 5,0 cm em elementos enterrados.

4. Descrição do Modelo Estrutural

Nesta secção é realizada uma descrição das principais características do Centro de Reabilitação para Atletas de Alto Rendimento.

4.1. Modelo de cálculo



4.2. Solução Estrutural

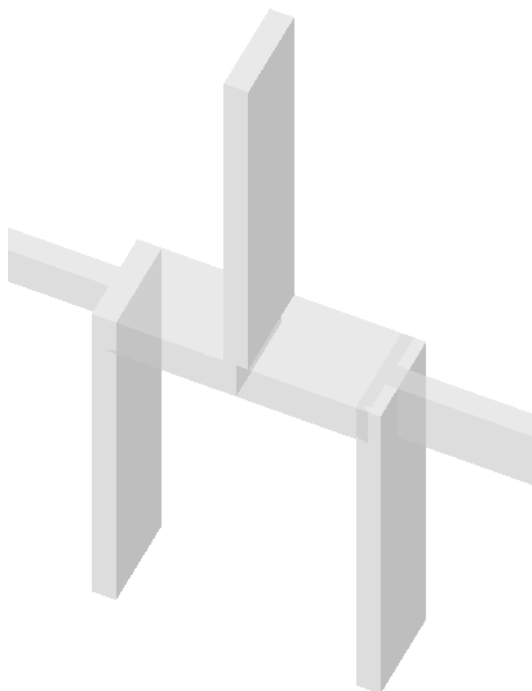
O fator mais condicionante para o projeto apresentado é de fato a arquitetura do mesmo, a qual condiciona a localização dos pilares, por causa das suas fachadas envidraçadas contínuas e pelas incompatibilidades de disposição entre pisos. Apesar de se ter conseguido manter a arquitetura, foi necessário aumentar as seções dos pilares, levando a que ficassem ligeiramente fora da parede, com uma dimensão superior à sugerida pelo projeto de arquitetura.

Devido à condicionante anterior, o vão entre alguns pilares é relativamente grande, provocando elevados problemas de deformação no elemento estrutural associado a esse vão. Na parte sudoeste do edifício foi necessário introduzir um pilar intermédio em dois vãos, de modo a contrariar esses problemas. A figura 2.5 retrata essa solução, a qual não teve nenhum impacto relevante na parte arquitetónica.

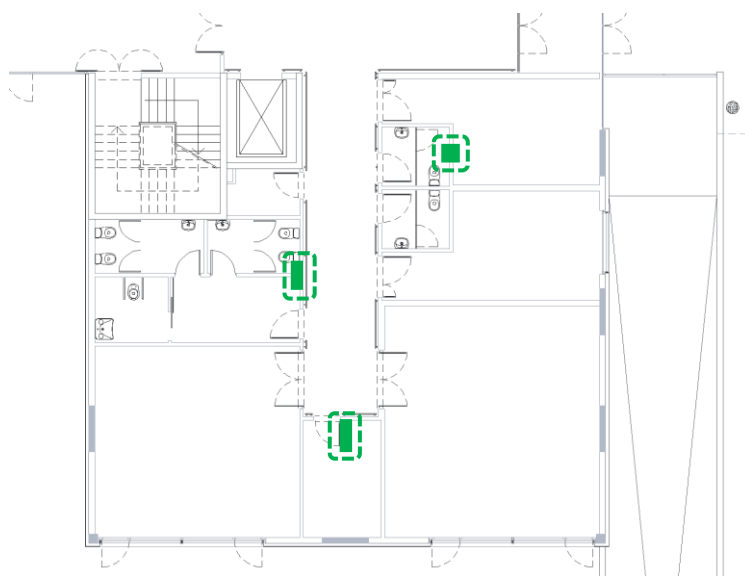


Outro aspeto interessante e do qual poderiam surgir elevados problemas de flexão, está associado a um pilar, posicionado na parte sudeste do edifício, que se ergue a partir de uma viga desde o primeiro piso e se estende até ao último. Este tipo de solução teve de ser adotado por motivos de incompatibilidade entre os pisos 0 e 1, isto é, os pilares que surgem no piso 0 não poderiam ser erguidos até ao último piso, porque atravessariam zonas destinadas a quartos, bem como não se poderiam estender o pilar superior, do piso 1, até à cota de fundação porque apareceria no meio de corredores de circulação. Ambas as opções são desagradáveis do ponto de vista arquitetónico e causariam desconforto e incómodo nos utilizadores, daí ter sido adotada a solução que aparece na imagem seguinte.

No entanto, como o vão da viga é relativamente pequeno, 2.70 m, pode-se afirmar que os esforços transmitidos à viga pelos pilares a cima dela, não provocarão nenhuma solicitação gravosa, apesar de se tratar de uma situação pouco viável. Caso o vão fosse maior e solicitasse os pilares solicitasse demasiado a viga, provavelmente ter-se-ia que adotar uma solução com pré-esforço.



Por último, enuncia-se a discrepância de três pilares na parte sudeste do edifício. Estes pilares não possuem nenhum alinhamento concreto entre eles nem com os restantes pilares próximo deles, criando impedimentos na introdução de vigas, as quais permitiram que a laje resistisse a eventuais problemas de punçoamento. Uma vez que por causa da arquitetura do edifício, a disposição destes pilares não pode ser modificada, adotaram-se capitéis de modo a evitar os problemas mencionados anteriormente - punçoamento. Os capitéis adotados para os pilares em questão apresentam uma altura de 30 ou 40 cm, dependendo da cota do edifício.



4.3. Ações Consideradas:

- PP:

Nesta ação foi considerado o peso próprio dos elementos em betão armado (25,00 kN/m³).

- Imp. Terreno:

Nesta ação foi considerado o impulso provocado pelo terreno, considerando o mesmo saturado (situação mais desfavorável).

- Sob. Terreno

Nesta ação foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída nos terrenos adjacentes a este órgão, de 10 kN/m². O impulso provocado por esta sobrecarga é constante ao longo das paredes verticais exteriores do órgão.

- Sismo:

A ação sísmica é considerada de acordo com o Eurocódigo 8.

4.4. Combinações de Ações:

Após a definição das ações consideradas, foram definidas as combinações de ações regulamentares para verificar os Estados Limites de Utilização e para verificar os Estados Limites de Serviço.

Para a verificação aos E. L. de Serviço foram utilizadas as combinações frequentes de ações.

As combinações de ações consideradas estão de acordo com a NP EN 1990.

5. Legislação

O presente projeto foi elaborado segundo as normas vigentes, nomeadamente:

RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes;

NP EN 1990:2009 - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas;

NP EN 1991-1-1:2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-1: Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas;

NP EN 1991-1-3:2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-3: Ações da neve;

NP EN 1992-1-1:2010 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

NP EN 1998-5:2010 - Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos;

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado.

6. Aspetos Construtivos

Todos os aspetos construtivos são os definidos na regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente o REBAP e o EC2.

Em tudo o omissa no presente projeto seguir-se-ão as Normas Portuguesas relativas e específicas de cada matéria.

Fátima, junho de 2017

O Eng. Civil;

Anexo II - Orçamento

OBRA: Centro de Reabilitação para Atletas de Alto Rendimento

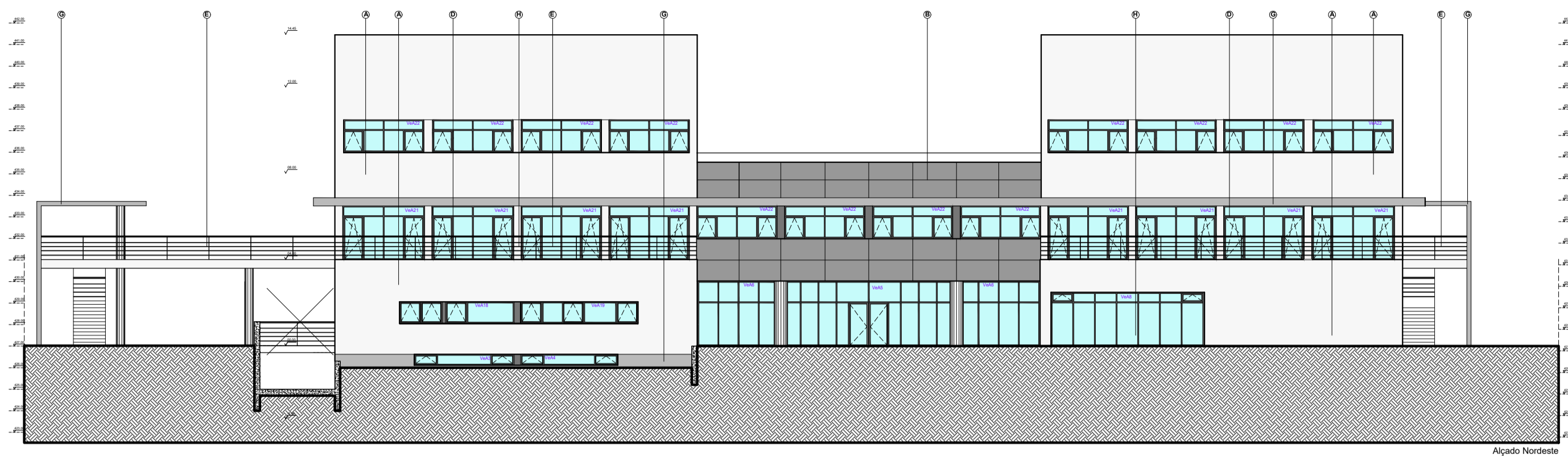
DONO DE OBRA: IPDJ - Instituto Português do Desporto e da Juventude

TRABALHOS CONTRATUAIS					
ART.	DESIGNAÇÃO	UN.	QUANT.	P. UNIT.	TOTAL
	TOTAL GERAL				558 842,89 €
Cap. I - Movimento de Terras					24 171,83 €
1.	Escavações				11 126,33 €
2.	Abertura de Fundações				7 091,78 €
3.	Aterros				5 953,72 €
Cap. II - Fundações e Estruturas					534 671,07 €
1.	Laje Piso Térreo				36 481,49 €
2.	Betão e/ou Betão Armado				496 576,97 €
3.	Diversos				1 612,60 €
Cap. I - Movimento de Terras					24 171,83 €
1.	Escavações				11 126,33 €
1.1	Escavação de terras a céu aberto para execução de caves a mais de 2 m de profundidade, que ficam abaixo da rasante em todo o seu desenvolvimento	m ³	1 809,16	6,15 €	11 126,33 €
2.	Abertura de Fundações				7 091,78 €
2.1	Escavação em abertura de fundações gerais, sapatas, lajes e vigas de fundação, incluindo colocação e compactação dos produtos escavados ou remoção a depósito licenciado e ainda execução de aterro na caixa das sapatas e tardo das paredes, em:	m ³	180,04	39,39 €	7 091,78 €
3.	Aterros				5 953,72 €
3.1	Execução do aterro a céu aberto para base, através do espalhamento em camadas de espessura não superior a 30 cm de material da própria escavação, e posterior compactação com meios mecânicos até alcançar uma densidade seca não inferior a 95% da máxima obtida no ensaio Proctor Modificado	m ³	645,04	9,23 €	5 953,72 €
Cap. II - Fundações e Estruturas					534 671,07 €
1.	Laje Piso Térreo				36 481,49 €
1.1	Formação de laje térrea ventilada de betão armado de 20+4 cm de altura total, sobre cofragem perdida de módulos de polipropileno reciclado, realizada com betão C30/37 (XC1(P); D12; S3; Cl 0,4) fabricado em central, e betonagem com grua, aço A400 NR na zona de vigas de bordadura e vigas de fundação, quantidade 3 kg/m ²	m ²	1 014,22	35,97 €	36 481,49 €
2.	Betão e/ou Betão Armado				496 576,97 €
2.1	Fornecimento e colocação de betão C12/15.1 incluindo vibração, aplicado em camadas de limpeza e/ou regularização de fundações com 0.10 m de espessura em diversos elementos de fundação.	m ³	180,04	139,18 €	25 057,97 €
2.2.	Fornecimento e colocação de betão C20/25,2a, incluindo vibração, armaduras de aço A400NR (corte, moldagem e colocação dentro da cofragem), fornecimento de cofragem (moldagem, escoramento, travamento e descofragem) e ainda fornecimento e aplicação de blocos de betão leve nas zonas aligeiradas das lajes em:	m ³	180,04	144,13 €	25 949,17 €
2.2.1	Sapatas de pilares, muros de cave, paredes resistentes, muretes e muros de contenção	m ³	154,32	140,00 €	21 604,24 €

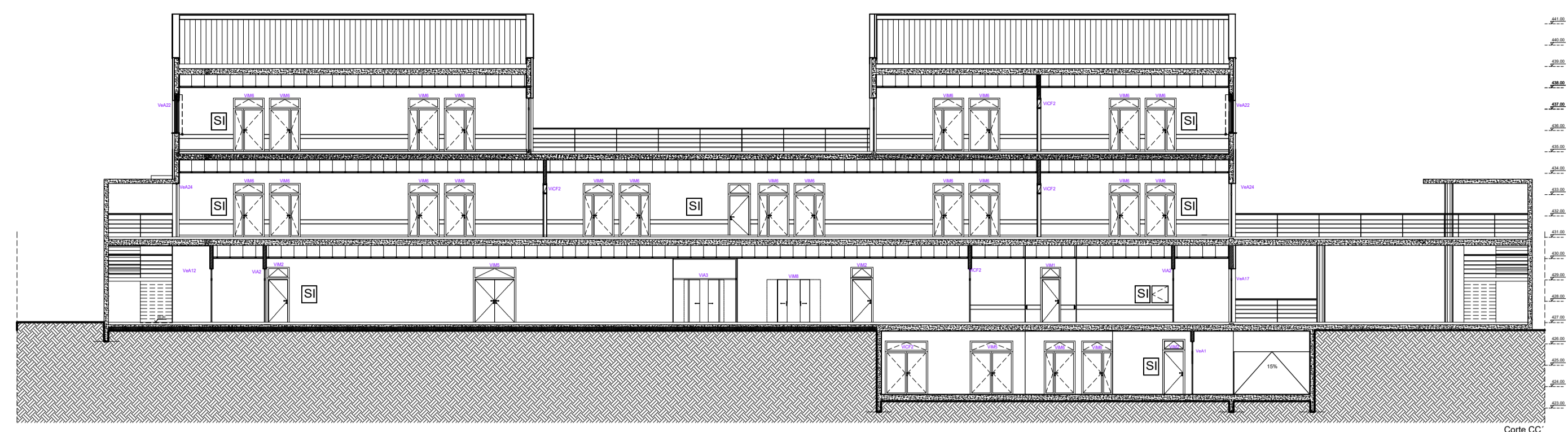
2.2.2	Vigas de fundação	m ³	25,72	151,77 €	3 904,13 €
2.3.	Fornecimento e colocação de betão C30/37,2a, incluindo vibração, armaduras de aço A400NR (corte, moldagem e colocação dentro da cofragem), fornecimento de cofragem (moldagem, escoramento, travamento e descofragem) e ainda fornecimento e aplicação de blocos de betão leve nas zonas aligeiradas das lajes em:				
2.3.1	Lajes de fundação	m ³	32,26	78,97 €	2 547,49 €
2.3.2	Muros, paredes resistentes, muretes e muros de contenção	m ³	805,61	256,54 €	206 672,22 €
2.3.3	Pilares	m ³	261,09	413,77 €	108 031,21 €
2.3.4	Vigas em geral	m ³	101,04	387,62 €	39 163,96 €
2.4	Fornecimento e colocação de betão C30/37,2a, incluindo vibração, armaduras de aço A500NR (corte, moldagem e colocação dentro da cofragem), fornecimento de cofragem (moldagem, escoramento, travamento e descofragem) e ainda fornecimento e aplicação de blocos de betão leve nas zonas aligeiradas das lajes em:				
2.4.1	Zonas maciças da laje aligeirada	m ³	797,25	79,18 €	63 126,49 €
2.4.2	Escadas exteriores	m ³	5,76	90,31 €	520,10 €
3.	Diversos				1 612,60 €
3.1	Execução de dreno no tardo dos muros exteriores de contenção, incluindo o fornecimento e aplicação de manta de geotextil, tubo em PVC para escoamento (f20) e para "boeiros" (f10) afastados de 3,00m.	m ²	161,26	10,00 €	1 612,60 €

Anexo III - Peças Desenhadas

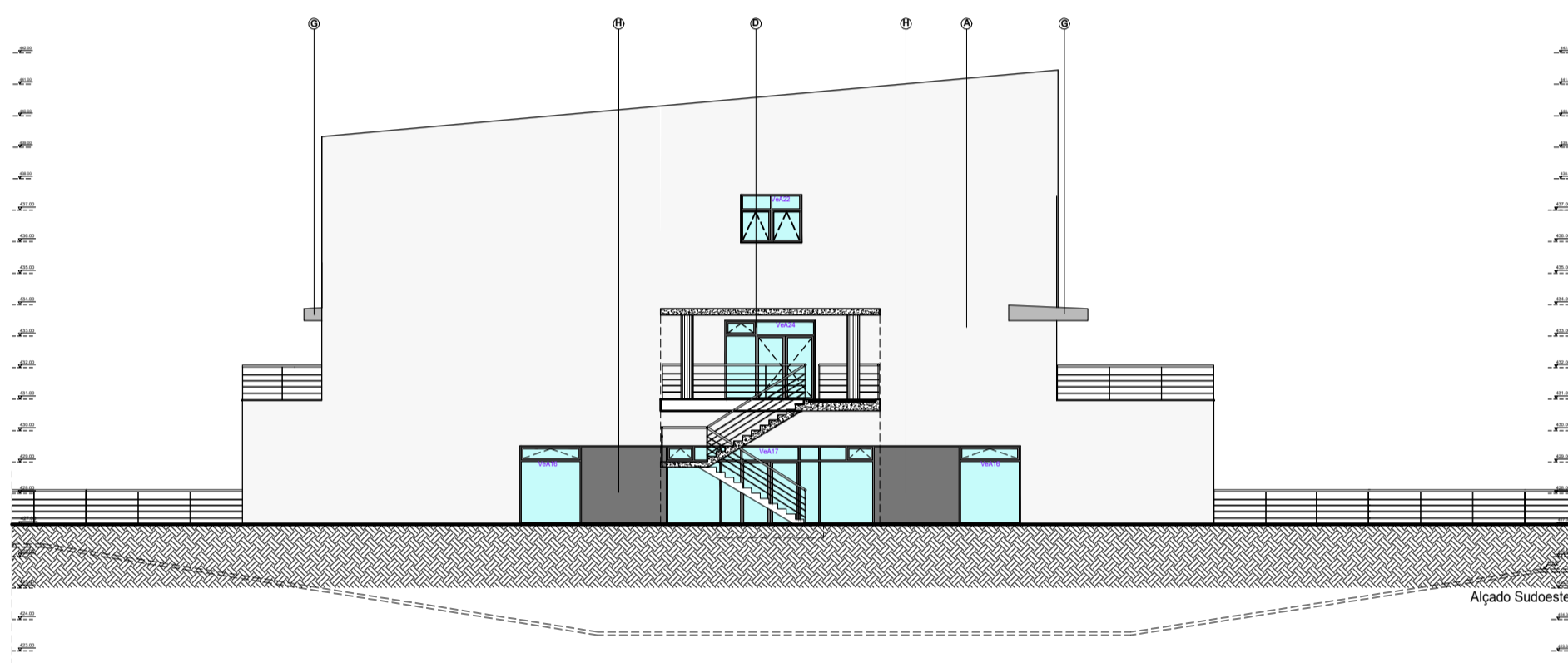
ALÇADO NORDESTE (Esc. 1/200)



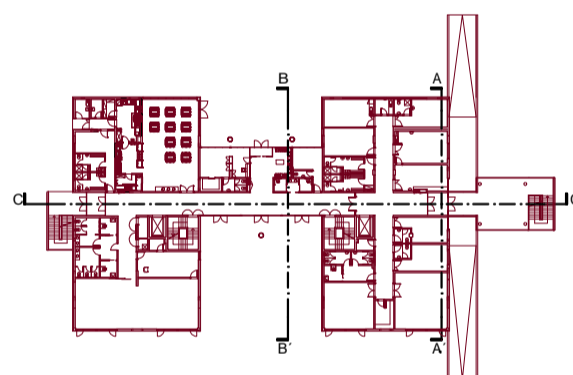
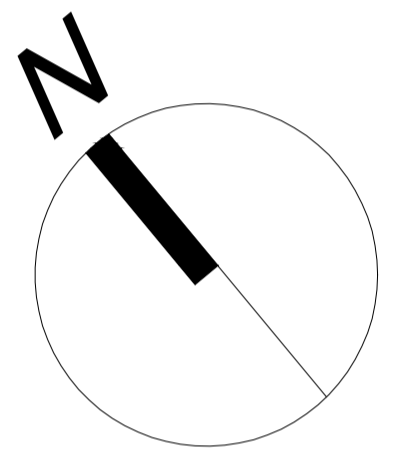
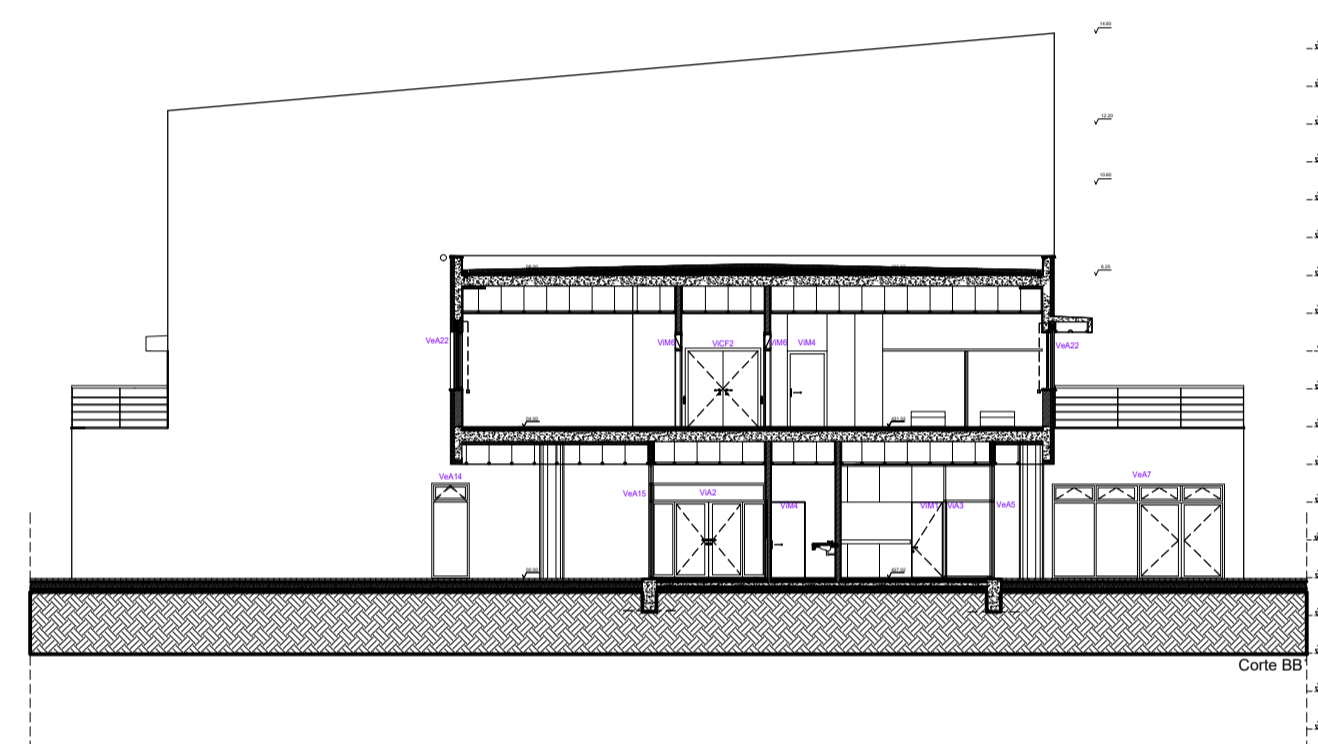
CORTE C - C' (Esc. 1/200)



ALÇADO SUDOESTE (Esc. 1/200)

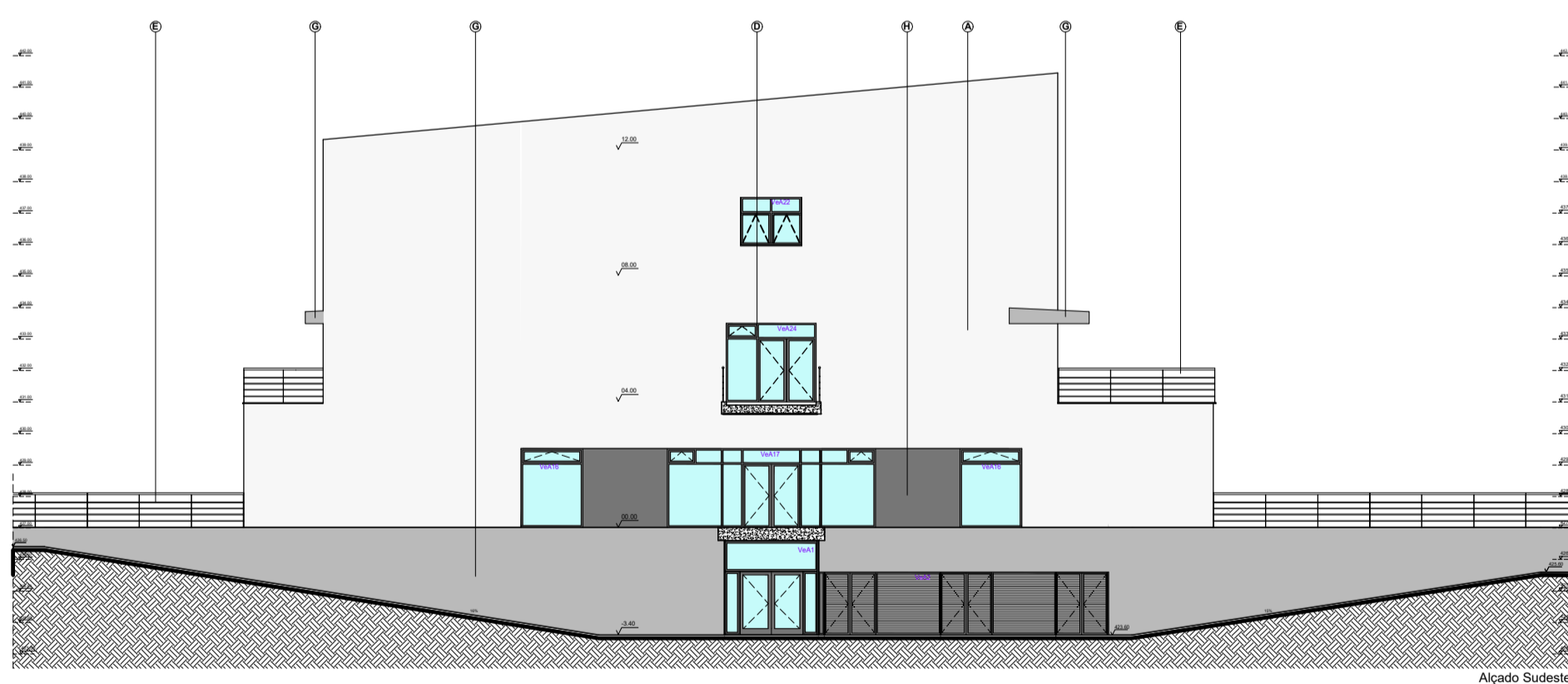


CORTE B - B' (Esc. 1/200)

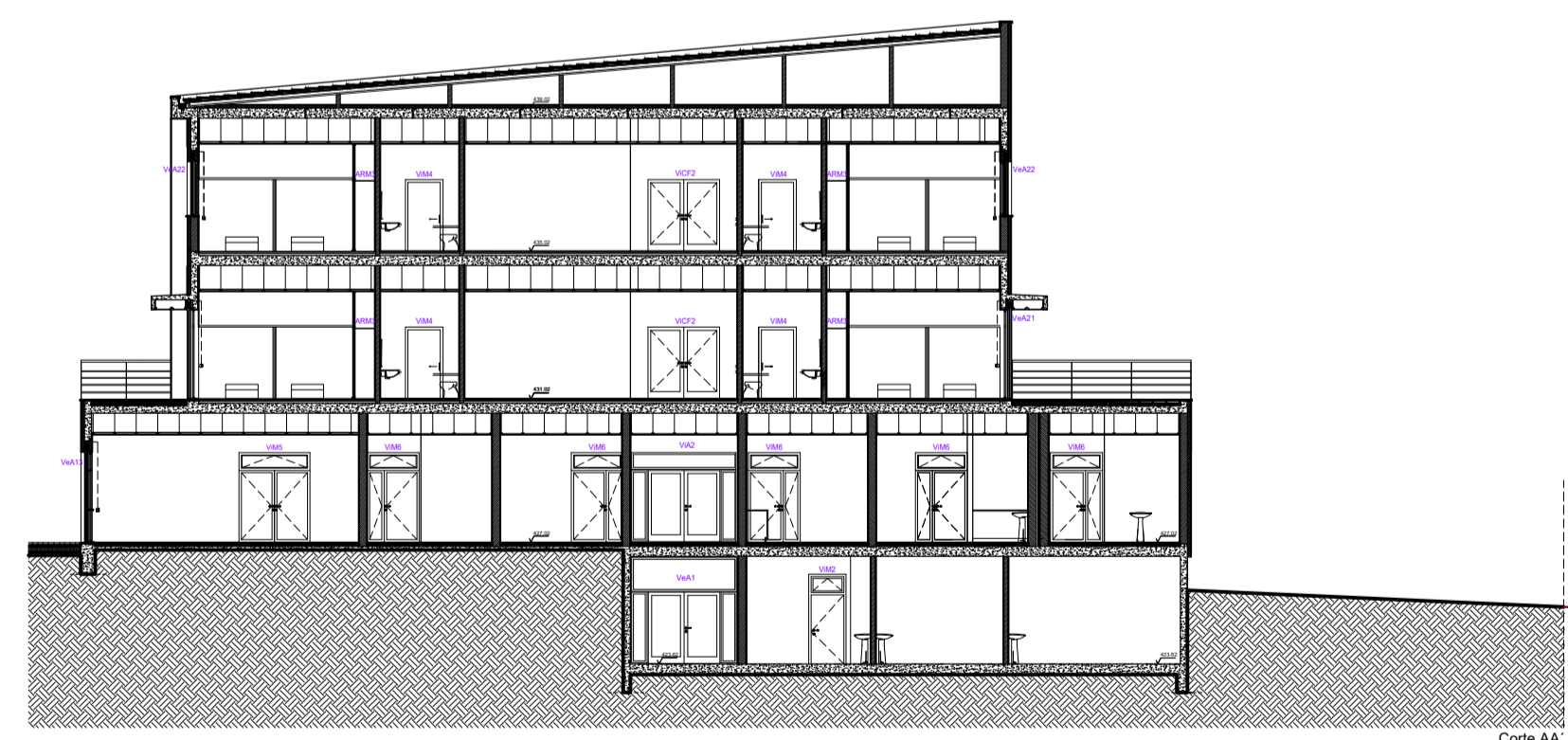


(SEM ESCALA)

ALÇADO SUDESTE (Esc. 1/200)



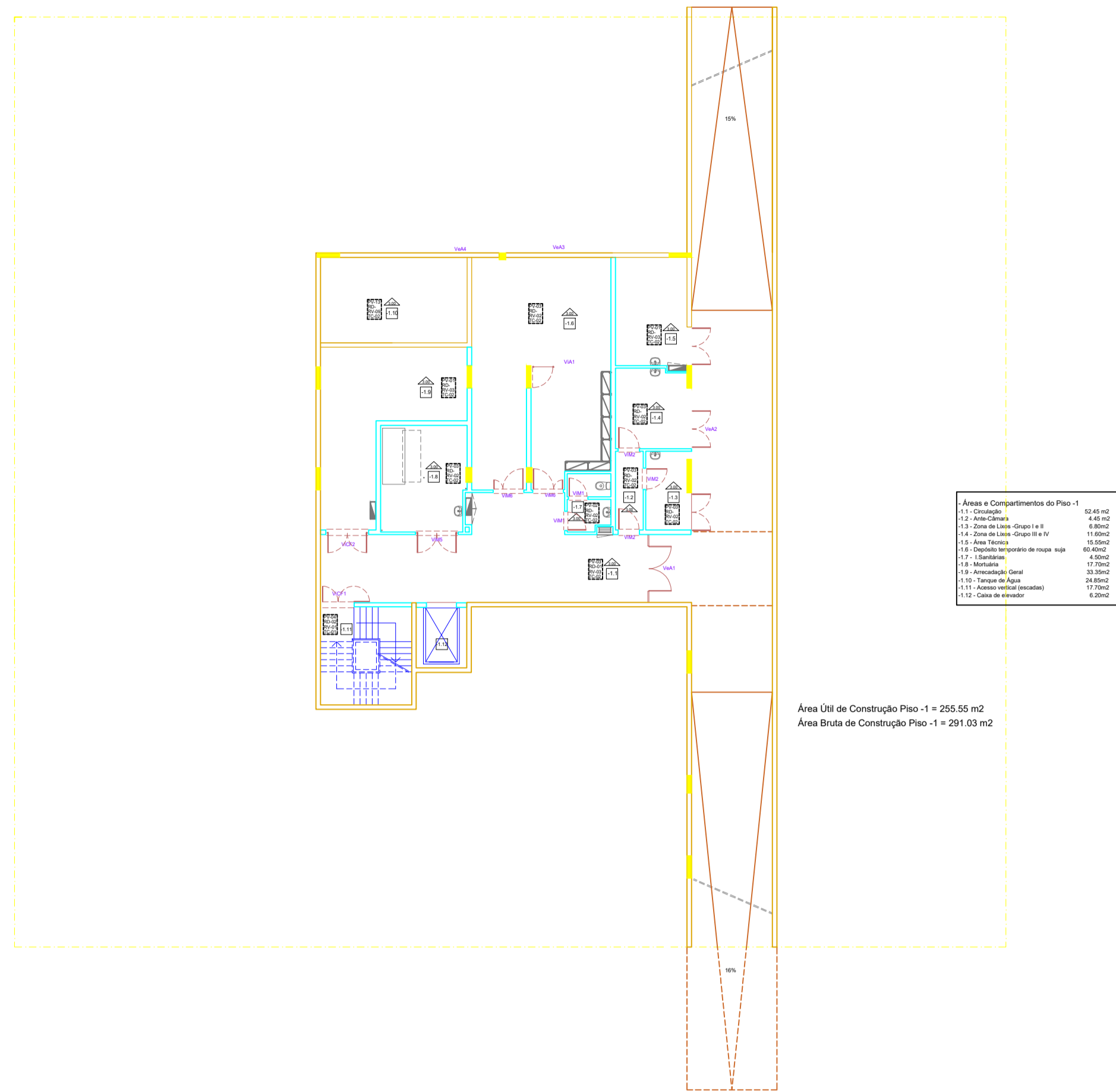
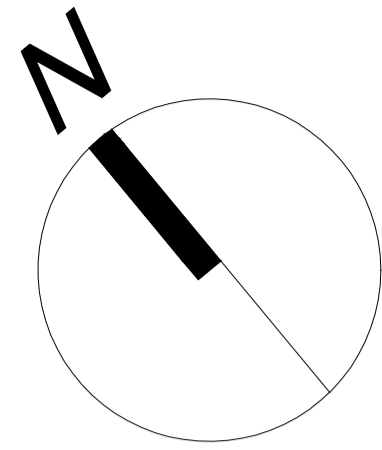
CORTE A - A' (Esc. 1/200)



NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota do terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome : Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data : junho 2017	Designação : Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº : 01
Escala : 1/200	Alçados e Cortes	
		A1 (841x594)
		Substituído por nº : Substituído por nº :

PLANTA DE ARQUITETURA - PISO -1 (Esc. 1/200)

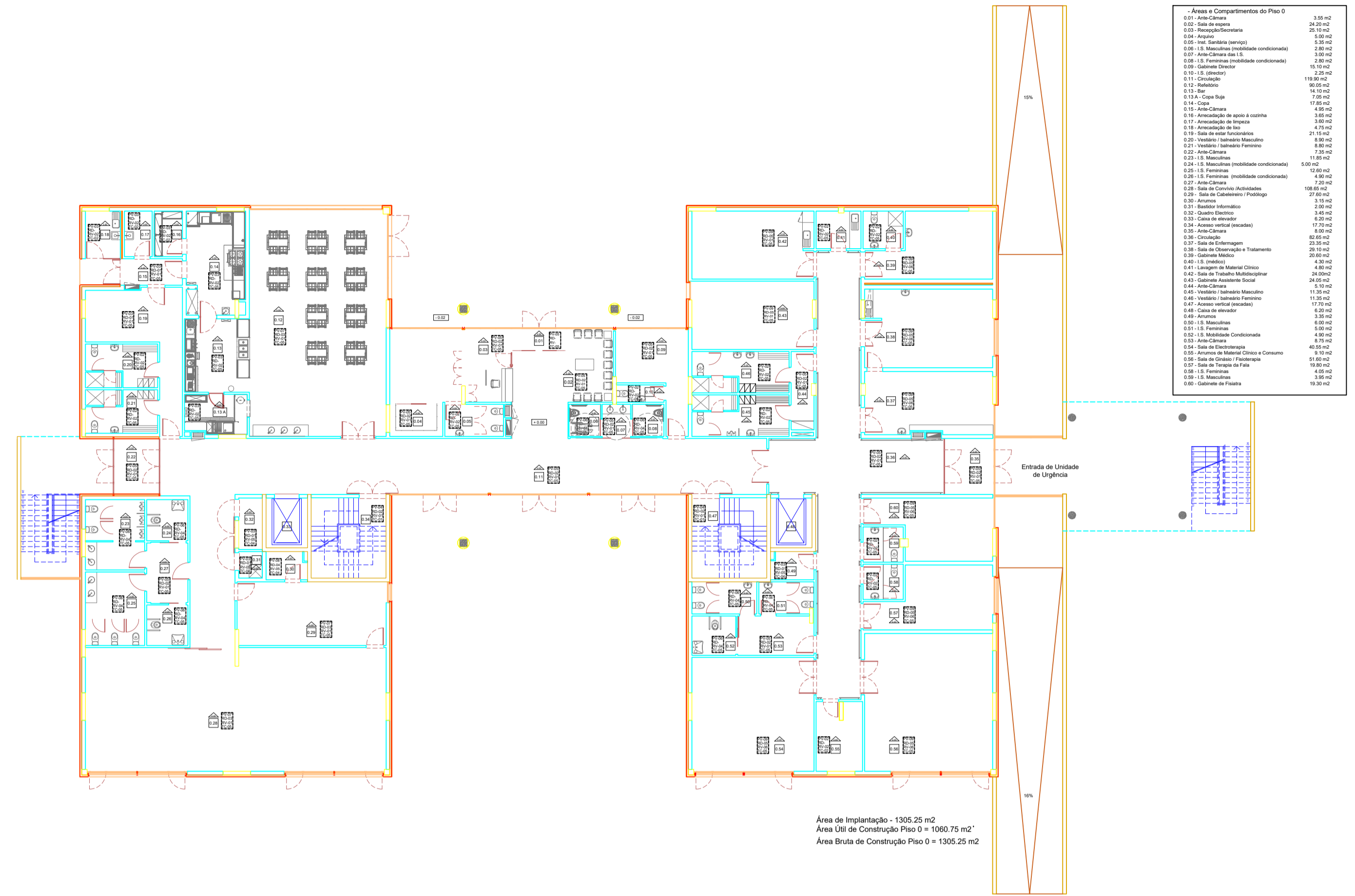


Área e Compartimentos do Piso -1

1.1 - Área Total	255,55 m ²
1.2 - Área Útil	201,03 m ²
1.3 - Área Bruta	291,03 m ²
1.4 - Área de Implantação	1305,25 m ²
1.5 - Área Útil de Implantação	1060,75 m ²
1.6 - Área Bruta de Implantação	1305,25 m ²

Área Útil de Construção Piso -1 = 255,55 m²
 Área Bruta de Construção Piso -1 = 291,03 m²

PLANTA DE ARQUITETURA - PISO 0 (Esc. 1/200)

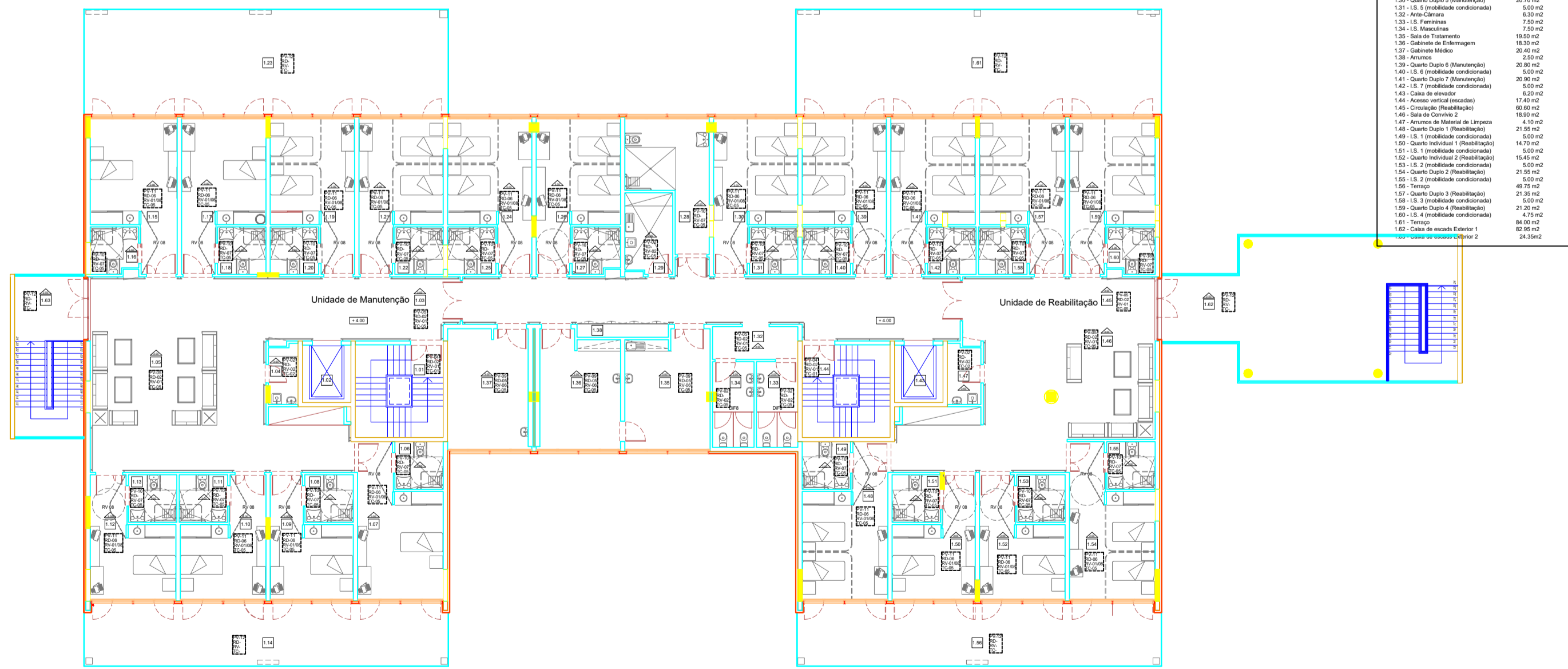


Área e Compartimentos do Piso 0

0.1 - Área Total	1305,25 m ²
0.2 - Área Útil	1060,75 m ²
0.3 - Área Bruta	1305,25 m ²
0.4 - Área de Implantação	1305,25 m ²
0.5 - Área Útil de Implantação	1060,75 m ²
0.6 - Área Bruta de Implantação	1305,25 m ²

Área de Implantação - 1305,25 m²
 Área Útil de Construção Piso 0 = 1060,75 m²
 Área Bruta de Construção Piso 0 = 1305,25 m²

PLANTA DE ARQUITETURA - PISO 1 (Esc. 1/200)

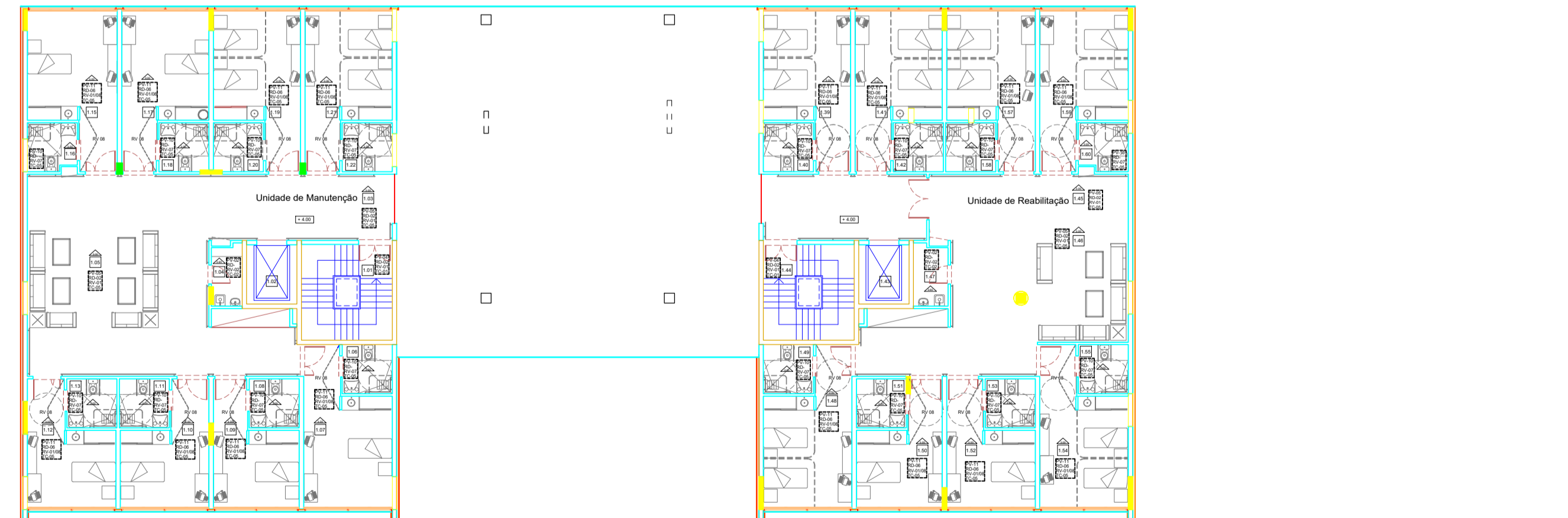


Área e Compartimentos do Piso 1

1.1 - Área Total	1253,00 m ²
1.2 - Área Útil	1013,33 m ²
1.3 - Área Bruta	1413,33 m ²
1.4 - Área de Implantação	1253,00 m ²
1.5 - Área Útil de Implantação	1013,33 m ²
1.6 - Área Bruta de Implantação	1413,33 m ²

Área Útil de Construção Piso 1 = 1253,00 m²
 Área Bruta de Construção Piso 1 = 1413,33 m²

PLANTA DE ARQUITETURA - PISO 2 (Esc. 1/200)

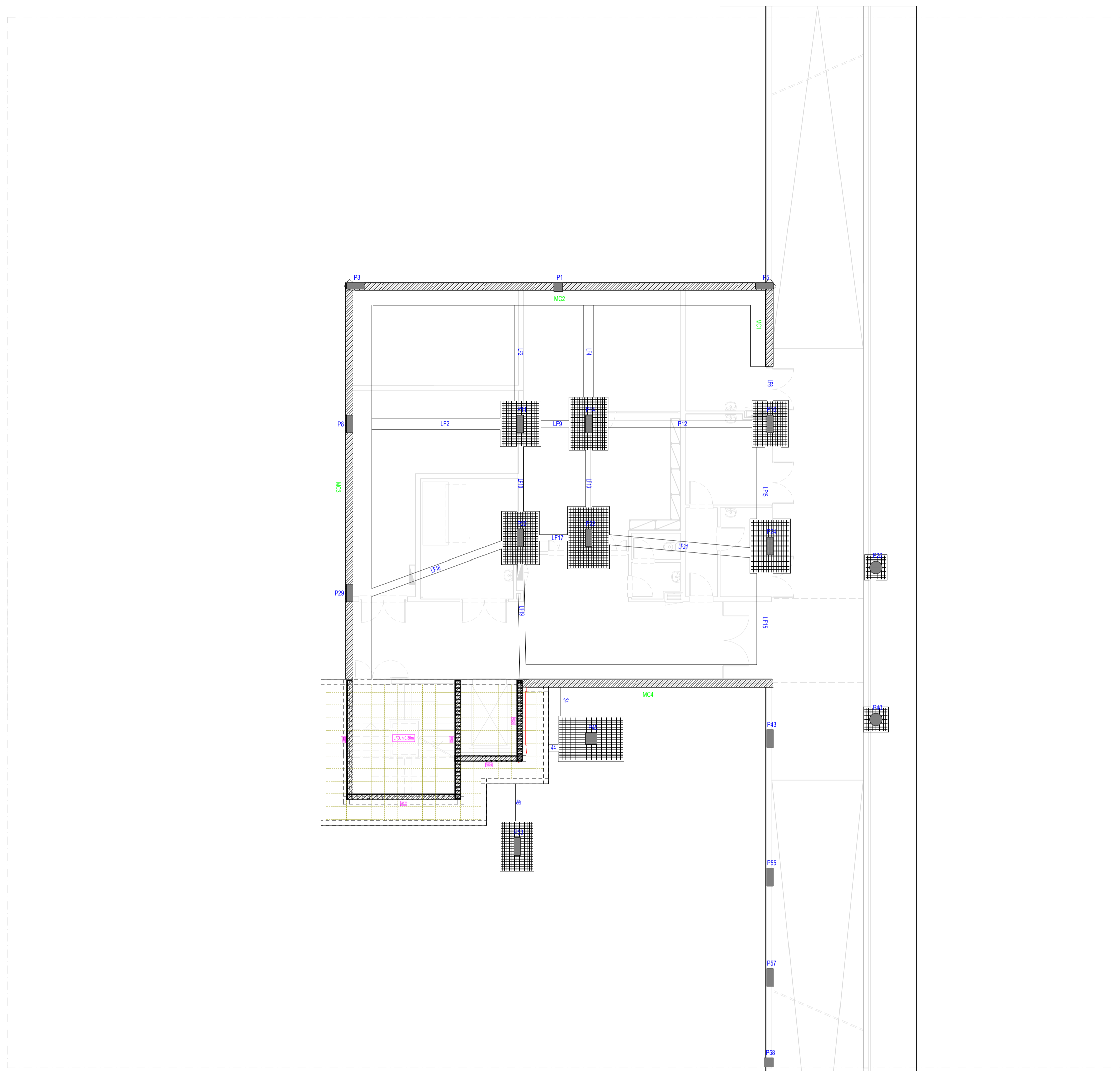
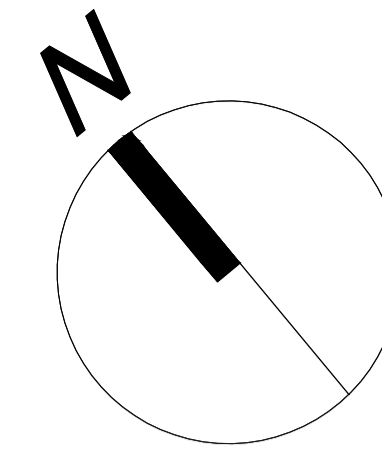


NOTA:
 1. A cota alométrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

logotipo1398813163854.png	Faculdade de Engenharia	Nome: Filipe da Silva Henriques
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 02
Escala: 1/200	Plantas de Arquitetura	A1 (841x594)
		Substituído por nº: _____

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA -450

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



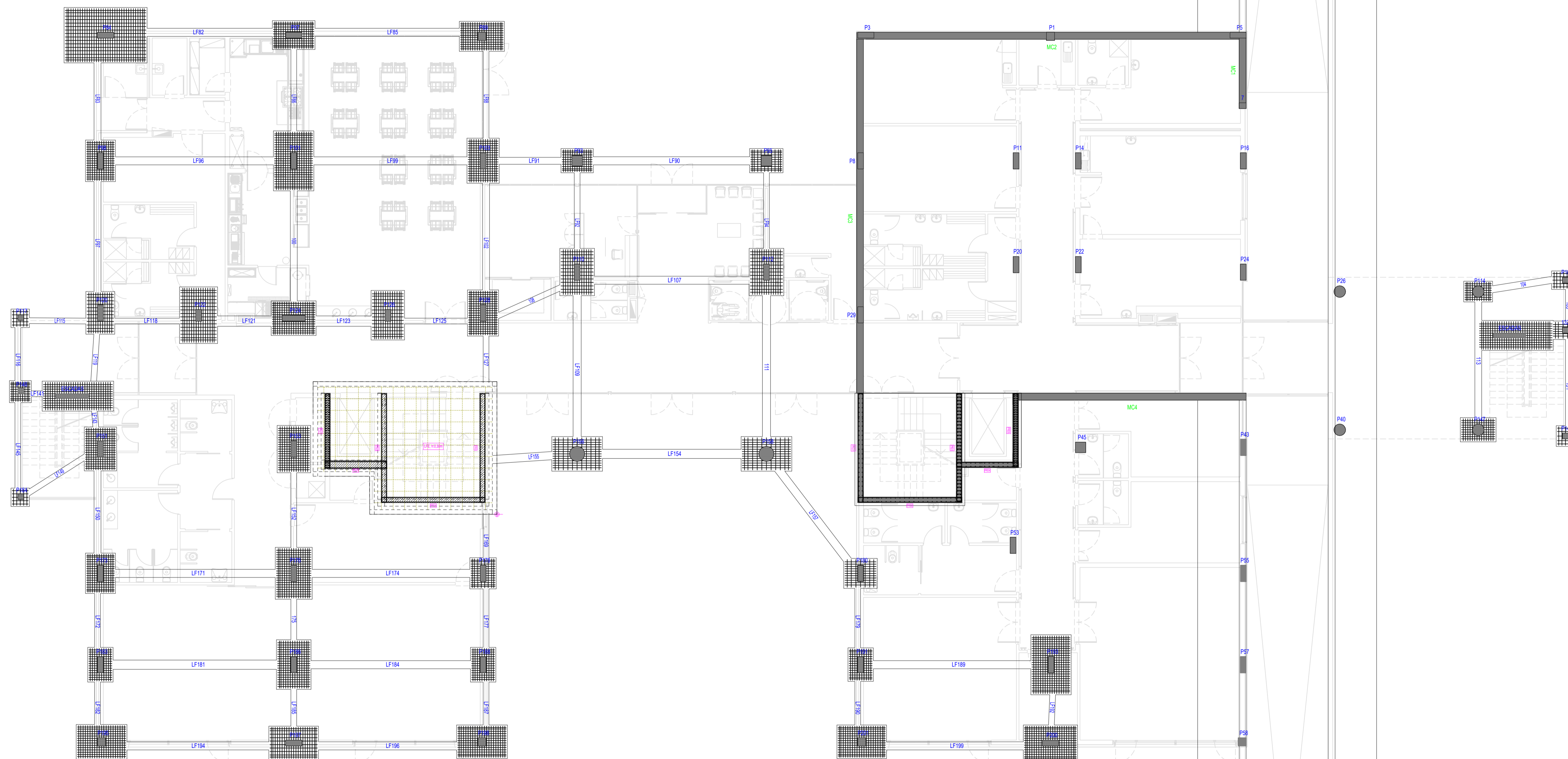
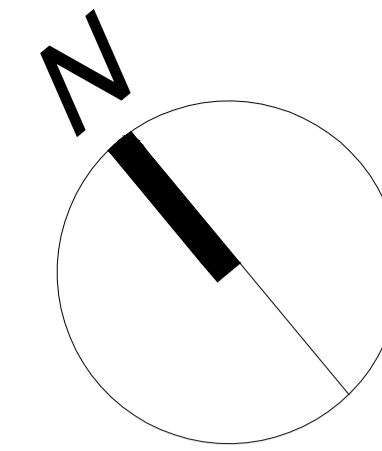
MATERIAIS	
ACO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Fixado em Plano de Alvenaria: 400 kg de argila / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Linéris de Fundação: C20/25	- Fundações, Linéris de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes: C30/37	

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P - Pilar 1 e LF - Linéris de Fundação 1

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 03
Escala: 1/100	Planta de Distribuição da cota -450 (Piso -1)	Substituído nº: Substituído por nº:

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA -50

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



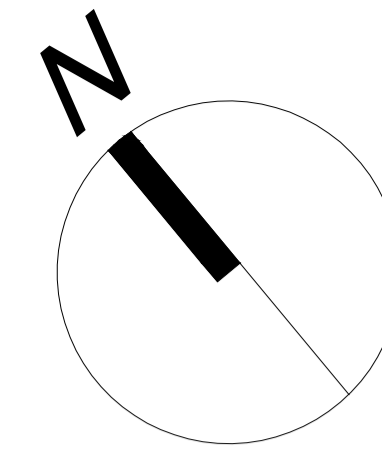
MATERIAIS	
ACO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A400NR	- Assentamentos de Tijolo Fixado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Linhas de Fundação: C20/25	- Fundações, Linhas de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes: C30/37	

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se à ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P - Pilar e LF - Linhas de Fundação

logotipo_0011398813163854.png		Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
		Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data:	junho 2017	Designação:	Projeto de Estabilidade de um Edifício		
Escala:	1/100		04		
		Planta de Distribuição da cota -50		A1 (841x594)	
				Substituído por nº:	
				Substituído por nº:	

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA 0

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



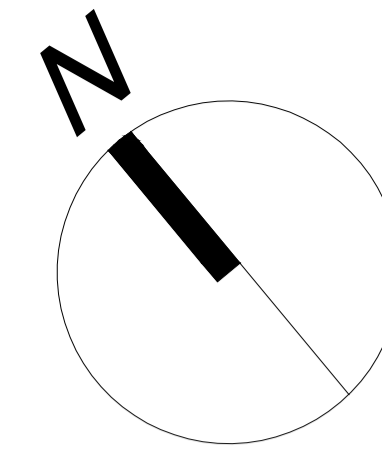
MATERIAIS	
ACO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A400R	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500R (LAJES)	
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Limites de Fundação: C20/25	- Fundações, Limites de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes: C30/37	

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P.: Pilar

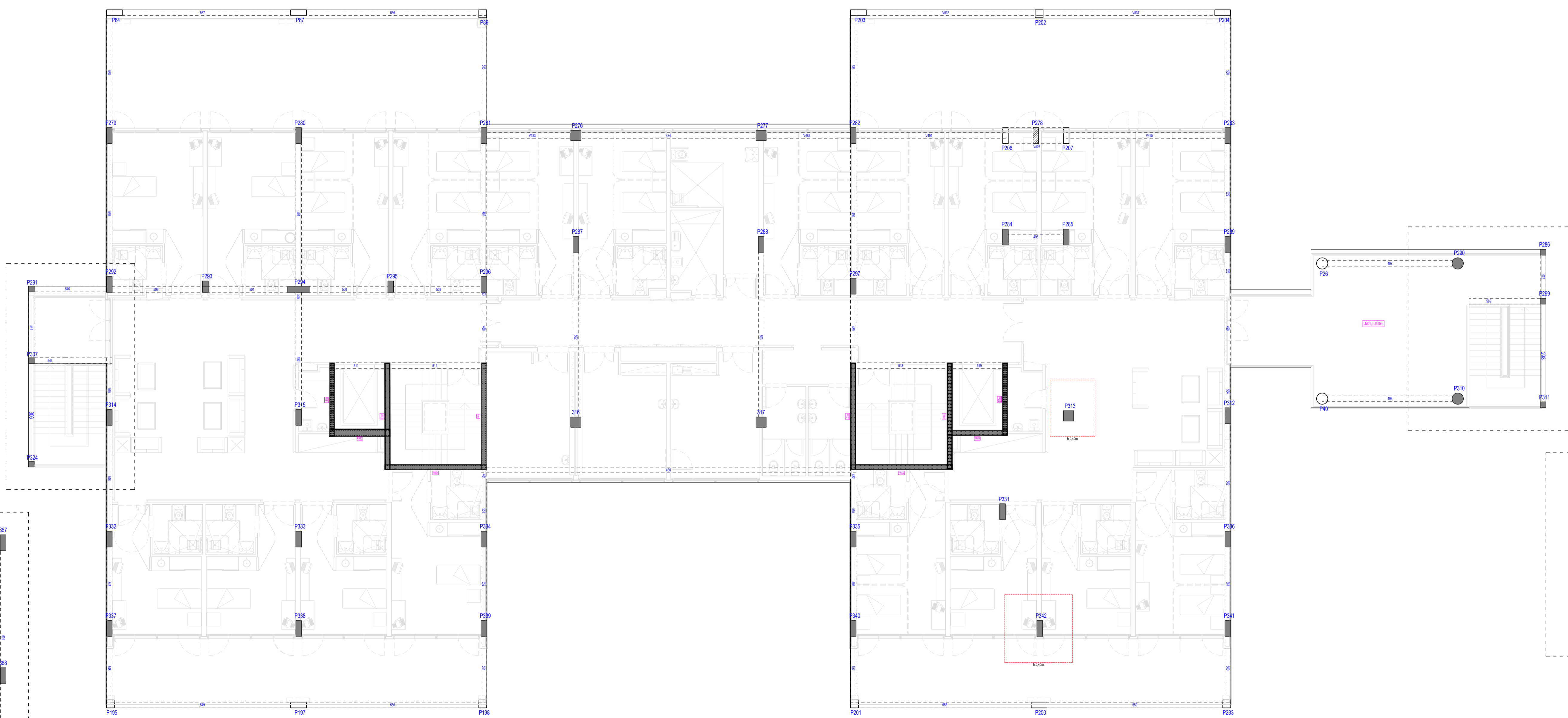
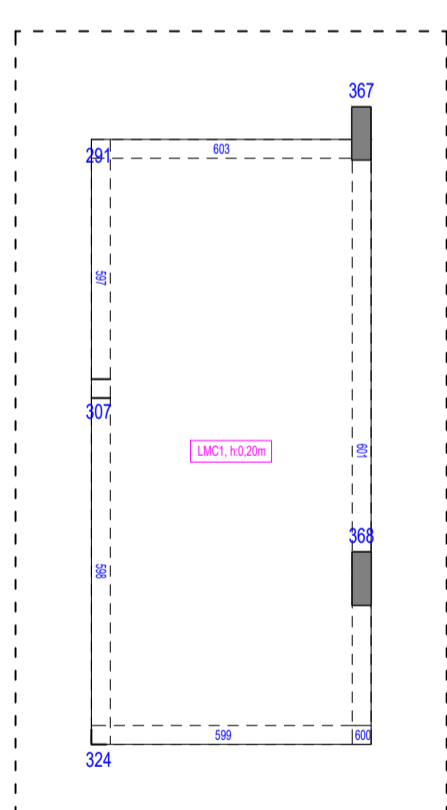
Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 05
Escala: 1/100	Planta de Distribuição da cota 0 (Piso 0)	Substituído nº: Substituído por nº:

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA 400

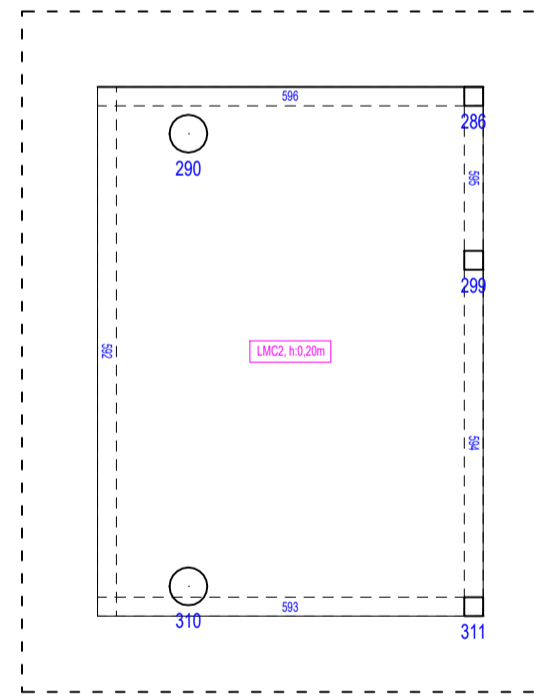
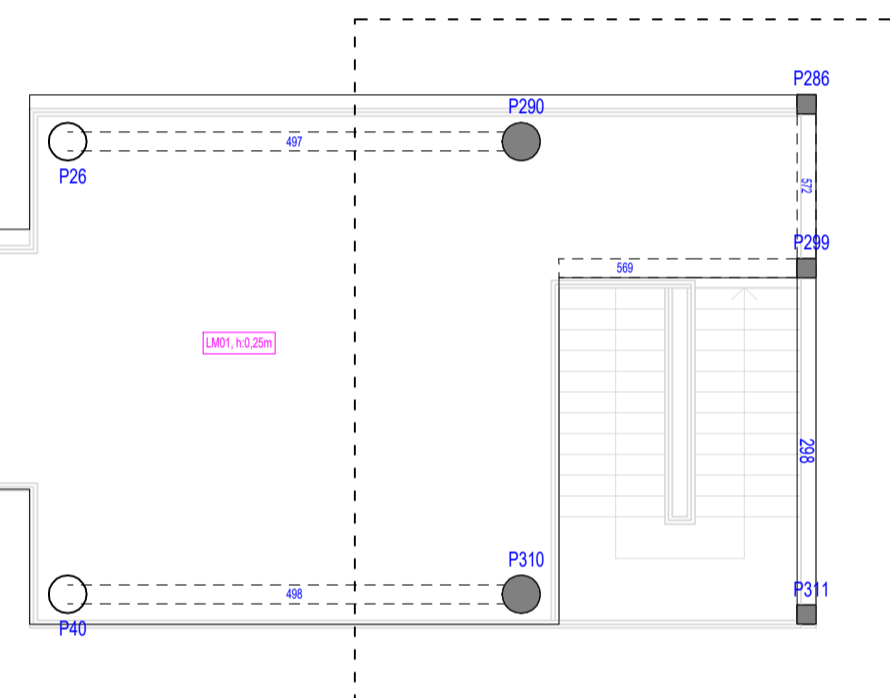
(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 682
(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DA COTA 682
(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



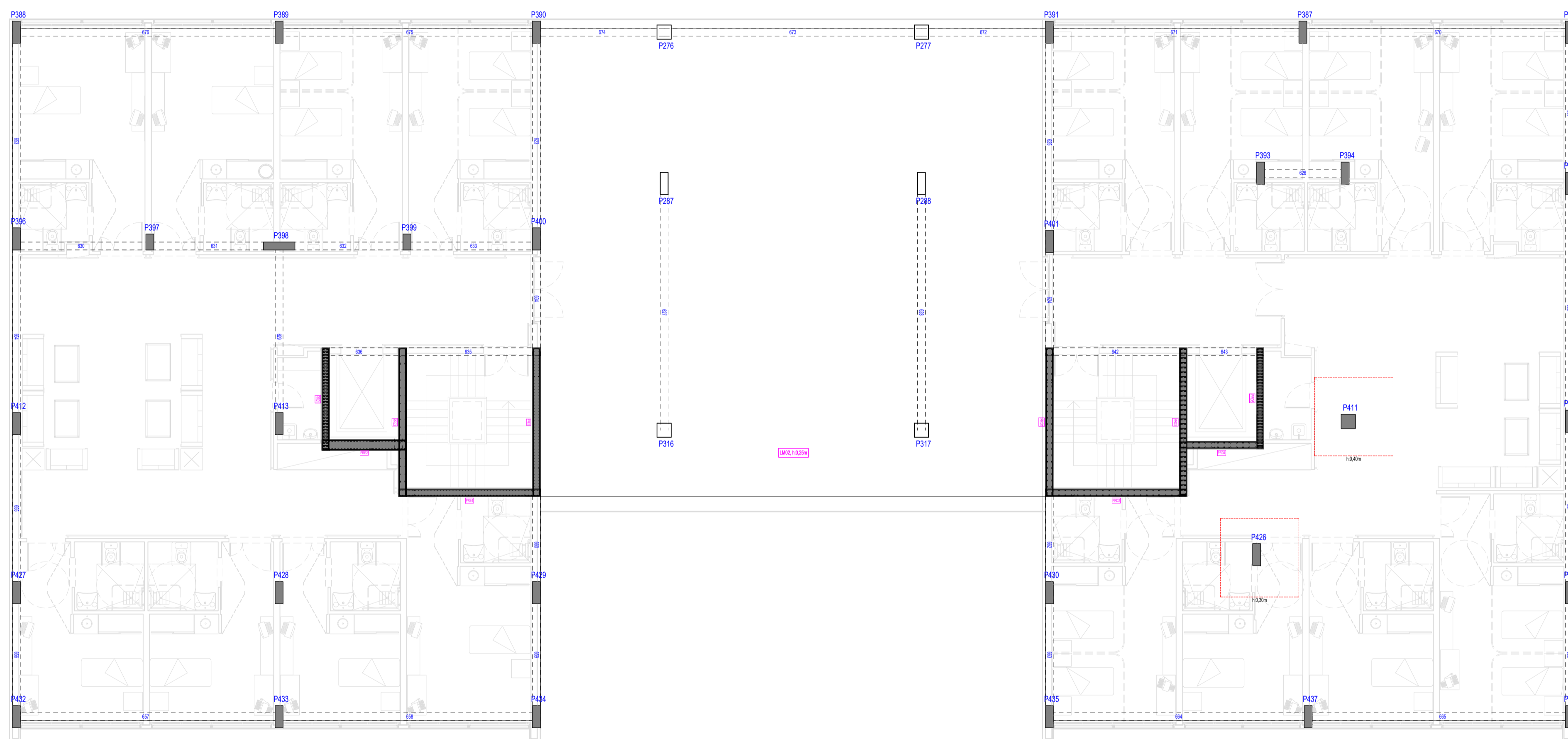
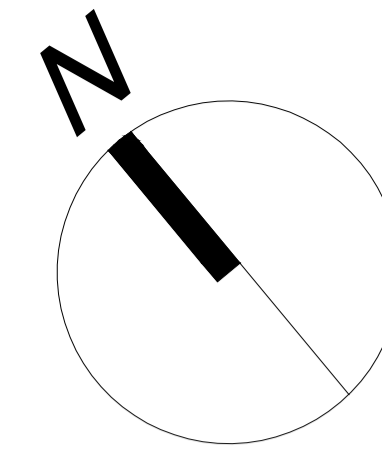
MATERIAIS	
ACO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A400NR	- Assentamentos de Tijolo Fixado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Linéris de Fundação: C20/25	- Fundações, Linéris de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes: C30/37	

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P. - Pilar

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 06	
Escala: 1/100	Planta de Distribuição da cota 400 (Piso 1) e da cota 682	A1 (841x594)	
		Substituído por nº: _____	

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA 800

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



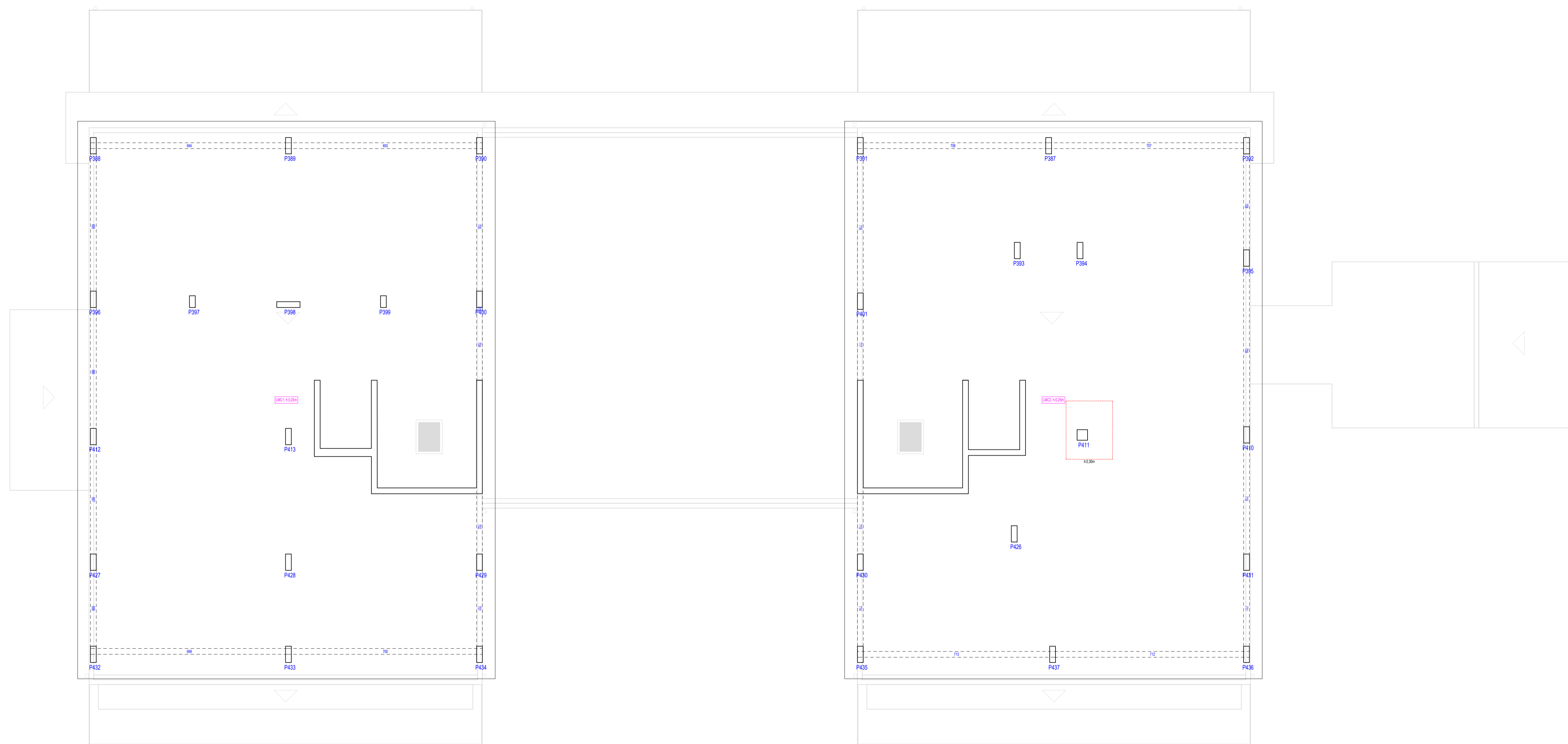
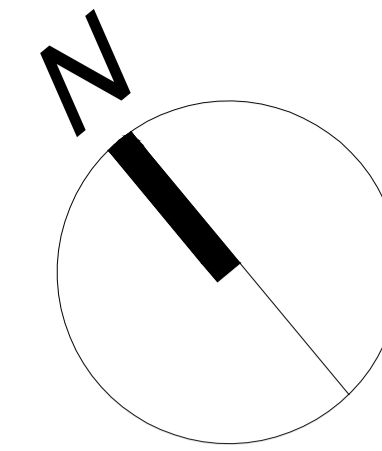
MATERIAIS	
ACÇO - Armaduras ordinárias: A400R - Armaduras ordinárias: A500R (LAJES)	ARGAMASSAS - Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 L de cimento
BETÃO - Fundações, Limites de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes	RECOBRIMENTOS - Fundações, Limites de Fundação: 5,0 cm - Muros de Cave: 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm - C30/37 - C30/37

- NOTA:**
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P - Pilar

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 07
Escala: 1/100	Planta de Distribuição da cota 800 (Piso 2)	Substituído por nº: Substituído por nº:

PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO - COTA 1200

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)



MATERIAIS	
ACO - Armaduras ordinárias: A400NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	ARGAMASSAS - Assentamentos de Tijolo Fixado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETÃO - Fundações, Linéris de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes	RECOBRIMENTOS - Fundações, Linéris de Fundação 5,0 cm - Muros de Cave 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes 2,5 cm - C30/37 - C30/37

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se à ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P - Pilar

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 08
Escala: 1/100	Planta de Distribuição da cota 1200 (Cobertura)	Substituído por nº: Substituído por nº:

SAPATAS ISOLADAS - COTA -450 (Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

<p>Sapata 6 Centrada Pilar 11 Dimensões: 155x185x50 Ang: 180° A: 1.17x16/10/38P+145+38P(13.172) B: 1.14x16/10/38P+175+38P(13.142)</p>	<p>Sapata 7 Centrada Pilar 14 Dimensões: 150x215x55 Ang: 180° A: 1.20x16/10/44P+140+44P(13.202) B: 1.14x16/10/38P+205+38P(13.137)</p>
<p>Sapata 8 Centrada Pilar 16 Dimensões: 145x185x50 Ang: 180° A: 1.17x16/10/38P+155+38P(13.172) B: 1.13x16/10/38P+175+38P(13.132)</p>	<p>Sapata 9 Centrada Pilar 20 Dimensões: 145x215x55 Ang: 180° A: 1.20x16/10/44P+155+44P(13.202) B: 1.13x16/10/38P+205+38P(13.132)</p>
<p>Sapata 10 Centrada Pilar 22 Dimensões: 155x215x55 Ang: 180° A: 1.23x16/10/48P+155+48P(13.232) B: 1.15x16/10/38P+235+38P(13.152)</p>	<p>Sapata 11 Centrada Pilar 24 Dimensões: 160x215x60 Ang: 180° A: 1.11x20/10/20P+150+20P(15.200) B: 1.14x20/10/20P+235+20P(15.145)</p>
<p>Sapata 12 Centrada Pilar 26 Dimensões: 150x185x50 Ang: 180° A: 1.17x12/15/15P+140+15P(11.88) B: 1.6x12/15/15P+160+15P(11.78)</p>	<p>Sapata 20 Centrada Pilar 40 Dimensões: 100x100x50 Ang: 180° A: 1.7x12/15/15P+160+15P(11.88) B: 1.7x12/15/15P+160+15P(11.88)</p>
<p>Sapata 22 Centrada Pilar 45 Dimensões: 200x175x55 Ang: 180° A: 1.16x20/10/20P+200+20P(15.160) B: 1.13x20/10/20P+165+20P(15.245)</p>	<p>Sapata 29 Centrada Pilar 53 Dimensões: 135x200x60 Ang: 180° A: 1.15x12/10/15P+125+15P(11.88) B: 1.13x12/10/15P+190+15P(11.124)</p>

SAPATAS ISOLADAS - COTA -50 (Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

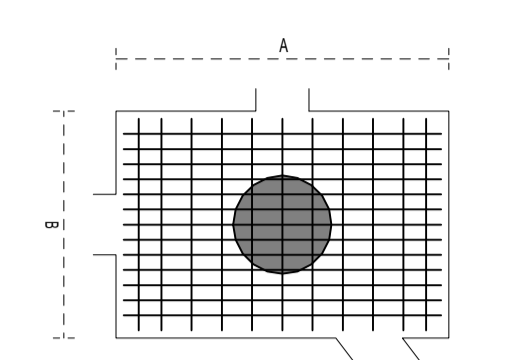
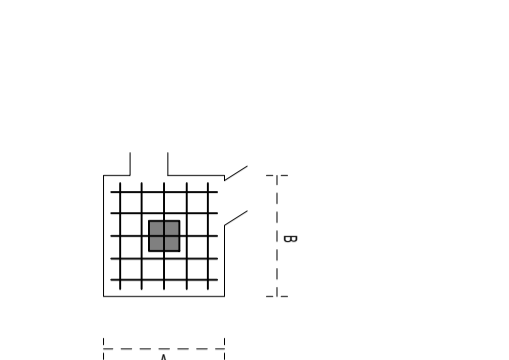
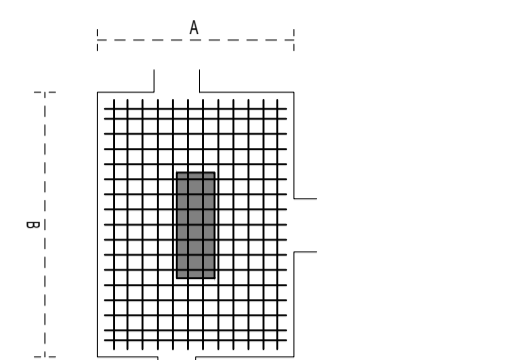
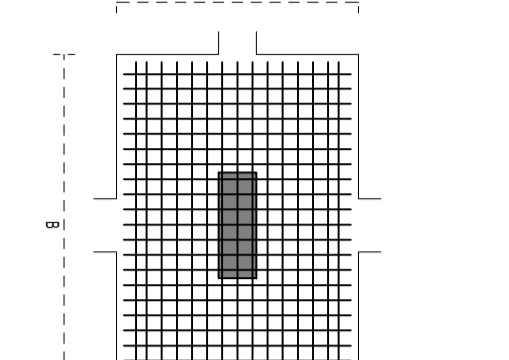
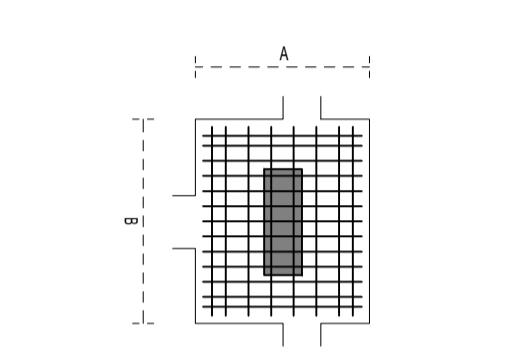
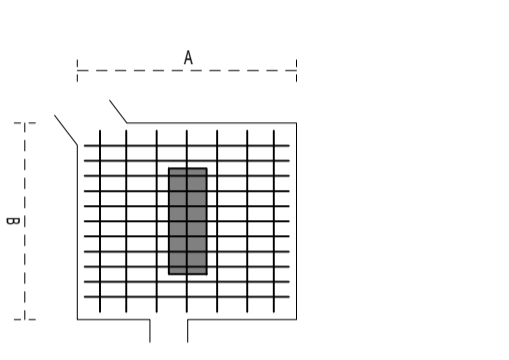
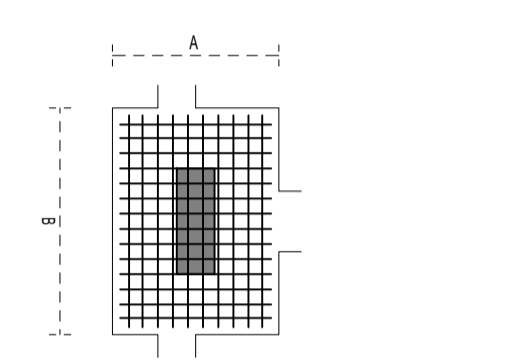
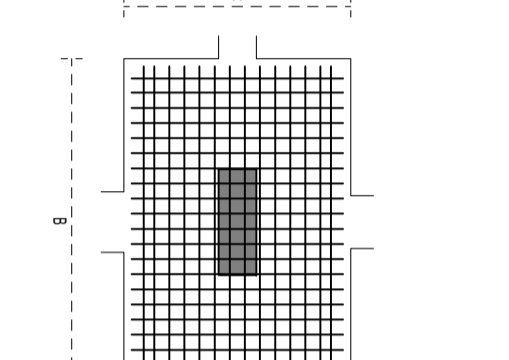
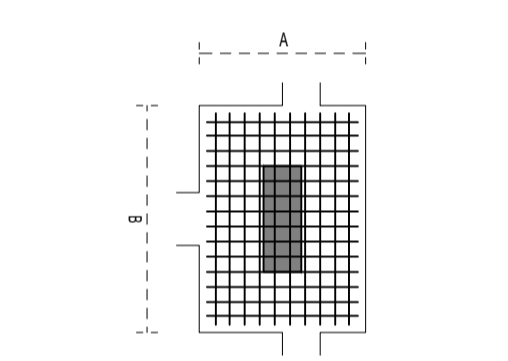
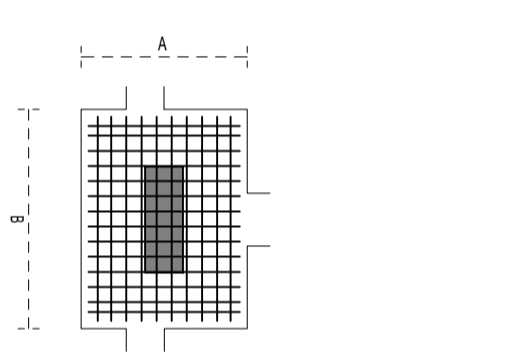
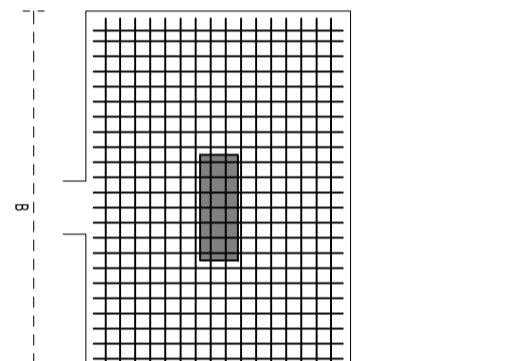
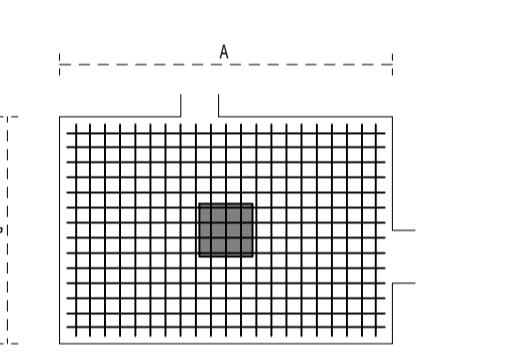
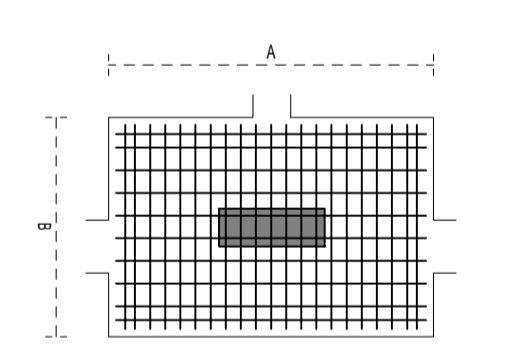
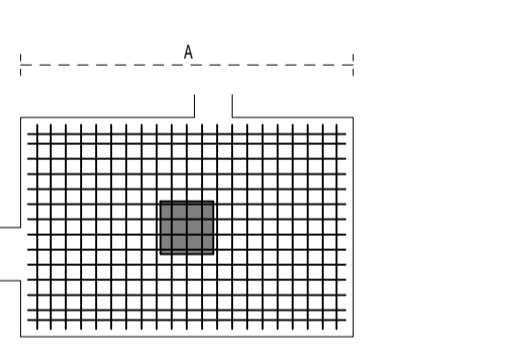
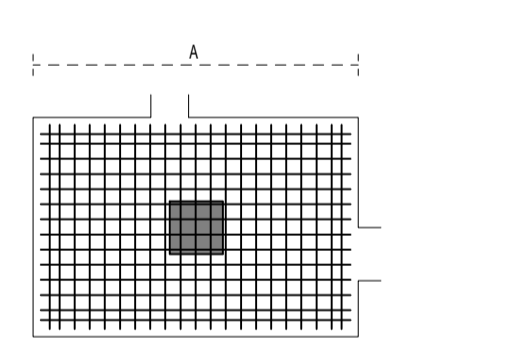
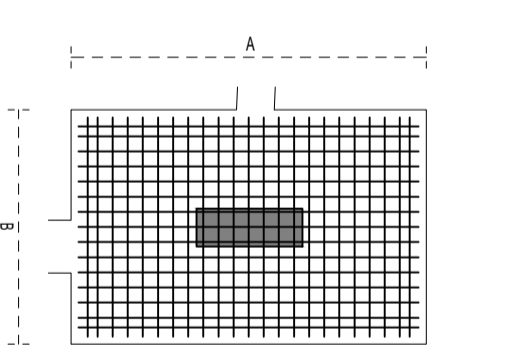
<p>Sapata 46 Centrada Pilar 84 Dimensões: 300x240x75 Ang: 180° A: 1.16x16/10/38P(13.227) B: 1.35x16/10/15P+230+15P(11.347)</p>	<p>Sapata 47 Centrada Pilar 87 Dimensões: 185x25x55 Ang: 180° A: 1.12x12/10/35P+175+35P(11.114) B: 1.35x16/10/15P+115+15P(11.174)</p>	<p>Sapata 48 Centrada Pilar 89 Dimensões: 165x130x60 Ang: 180° A: 1.12x12/10/15P+165+15P(11.119) B: 1.16x12/10/15P+120+15P(11.184)</p>	<p>Sapata 49 Centrada Pilar 93 Dimensões: 140x105x50 Ang: 180° A: 1.10x12/10/15P+130+15P(11.94) B: 1.13x12/10/15P+165+15P(11.129)</p>	<p>Sapata 50 Centrada Pilar 95 Dimensões: 145x105x50 Ang: 180° A: 1.10x12/10/15P+130+15P(11.94) B: 1.13x12/10/15P+165+15P(11.134)</p>
<p>Sapata 51 Centrada Pilar 98 Dimensões: 130x180x60 Ang: 180° A: 1.17x12/10/15P+120+15P(11.68) B: 1.12x12/10/15P+170+15P(11.116)</p>	<p>Sapata 52 Centrada Pilar 101 Dimensões: 175x200x65 Ang: 180° A: 1.25x16/10/48P+165+48P(13.247) B: 1.15x16/10/15P+250+15P(13.162)</p>	<p>Sapata 53 Centrada Pilar 103 Dimensões: 140x185x50 Ang: 180° A: 1.15x16/10/38P+130+38P(13.162) B: 1.13x16/10/38P+165+38P(13.127)</p>	<p>Sapata 54 Centrada Pilar 106 Dimensões: 120x80x40 Ang: 180° A: 1.5x12/15/30P+140+30P(11.88) B: 1.6x12/15/30P+170+30P(11.108)</p>	<p>Sapata 55 Centrada Pilar 110 Dimensões: 150x205x55 Ang: 180° A: 1.15x20/10/20P+140+20P(15.160) B: 1.13x20/10/38P+195+38P(15.135)</p>
<p>Sapata 56 Centrada Pilar 112 Dimensões: 150x205x55 Ang: 180° A: 1.11x20/10/20P+140+20P(15.136) B: 1.13x20/10/38P+165+38P(15.135)</p>	<p>Sapata 57 Centrada Pilar 114 Dimensões: 125x60x50 Ang: 180° A: 1.8x12/10/15P+115+15P(11.79) B: 1.12x12/10/15P+80+15P(11.114)</p>	<p>Sapata 58 Centrada Pilar 117 Dimensões: 80x60x40 Ang: 180° A: 1.5x12/15/30P+70+30P(11.88) B: 1.6x12/15/30P+70+30P(11.69)</p>	<p>Sapata 59 Centrada Pilar 120 Dimensões: 125x185x50 Ang: 180° A: 1.12x15/15/20P+115+20P(13.172) B: 1.11x16/10/38P+175+38P(13.112)</p>	<p>Sapata 60 Centrada Pilar 122 Dimensões: 165x245x75 Ang: 180° A: 1.16x20/10/20P+155+20P(15.230) B: 1.15x20/10/48P+235+48P(15.150)</p>
<p>Sapata 61 Centrada Pilar 124 Dimensões: 135x150x60 Ang: 180° A: 1.14x12/10/15P+165+15P(11.136) B: 1.19x12/10/48P+140+48P(11.184)</p>	<p>Sapata 62 Centrada Pilar 126 Dimensões: 145x215x65 Ang: 180° A: 1.14x20/15/25P+135+25P(15.200) B: 1.13x20/10/48P+205+48P(15.130)</p>	<p>Sapata 63 Centrada Pilar 128 Dimensões: 135x200x50 Ang: 180° A: 1.19x12/10/35P+125+35P(11.188) B: 1.13x12/10/20P+190+20P(11.124)</p>	<p>Sapata 66 Centrada Pilar 132 Dimensões: 115x80x40 Ang: 180° A: 1.6x20/10/28P+105+28P(15.65) B: 1.6x20/10/28P+70+28P(15.100)</p>	<p>Sapata 72 Centrada Pilar 146 Dimensões: 85x50x50 Ang: 180° A: 1.5x12/10/15P+165+15P(11.84) B: 1.6x12/10/15P+165+15P(11.84)</p>
<p>Sapata 73 Centrada Pilar 147 Dimensões: 155x185x50 Ang: 180° A: 1.16x10/10/38P+145+38P(13.30) B: 1.14x16/10/20P+165+20P(13.142)</p>	<p>Sapata 74 Centrada Pilar 148 Dimensões: 80x60x40 Ang: 180° A: 1.5x12/10/15P+70+15P(11.79) B: 1.5x12/15/15P+80+15P(11.69)</p>	<p>Sapata 75 Centrada Pilar 148 Dimensões: 140x180x60 Ang: 180° A: 1.15x12/10/15P+160+15P(11.79) B: 1.13x12/10/15P+180+15P(11.129)</p>	<p>Sapata 76 Centrada Pilar 153 Dimensões: 145x205x55 Ang: 180° A: 1.15x16/10/44P+155+44P(13.162) B: 1.13x16/10/44P+195+44P(13.132)</p>	<p>Sapata 77 Centrada Pilar 156 Dimensões: 220x150x60 Ang: 180° A: 1.15x20/10/30P+210+30P(15.130) B: 1.11x20/10/25P+140+25P(15.255)</p>

NOTA:
1. A cota alométrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02, as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetônicos.
3. P. - Pilar 1

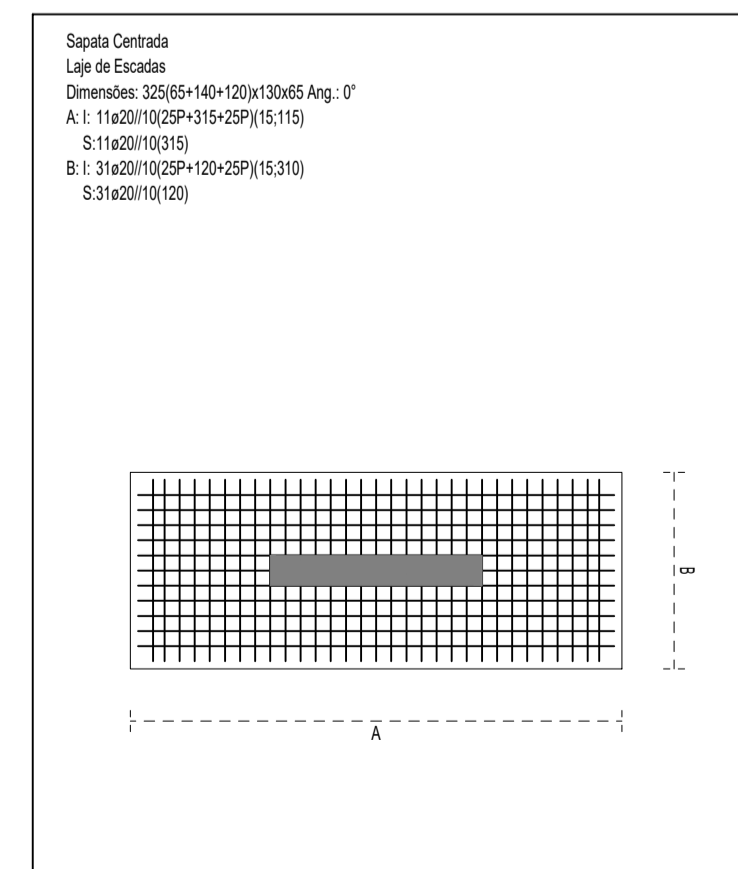
MATERIAIS	ARGAMASSAS
<p>ACI</p> <ul style="list-style-type: none"> - Armaduras ordinárias: A40NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES) 	<ul style="list-style-type: none"> - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
<p>BETÃO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes 	<p>RECORRIMENTOS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm - Muros de Cave: 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm

<p>Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura</p>		<p>Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção</p>
<p>Data: junho 2017</p>	<p>Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício</p>	<p>Desenho nº: 09 (841x94)</p>
<p>Escala: 1/50</p>	<p>Sapatas de Fundação</p>	<p>Substituído por nº: _____</p>

SAPATAS ISOLADAS - COTA -50 (Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em cm)

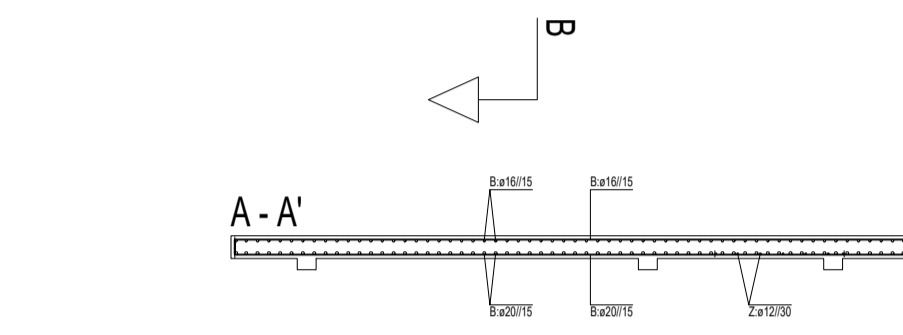
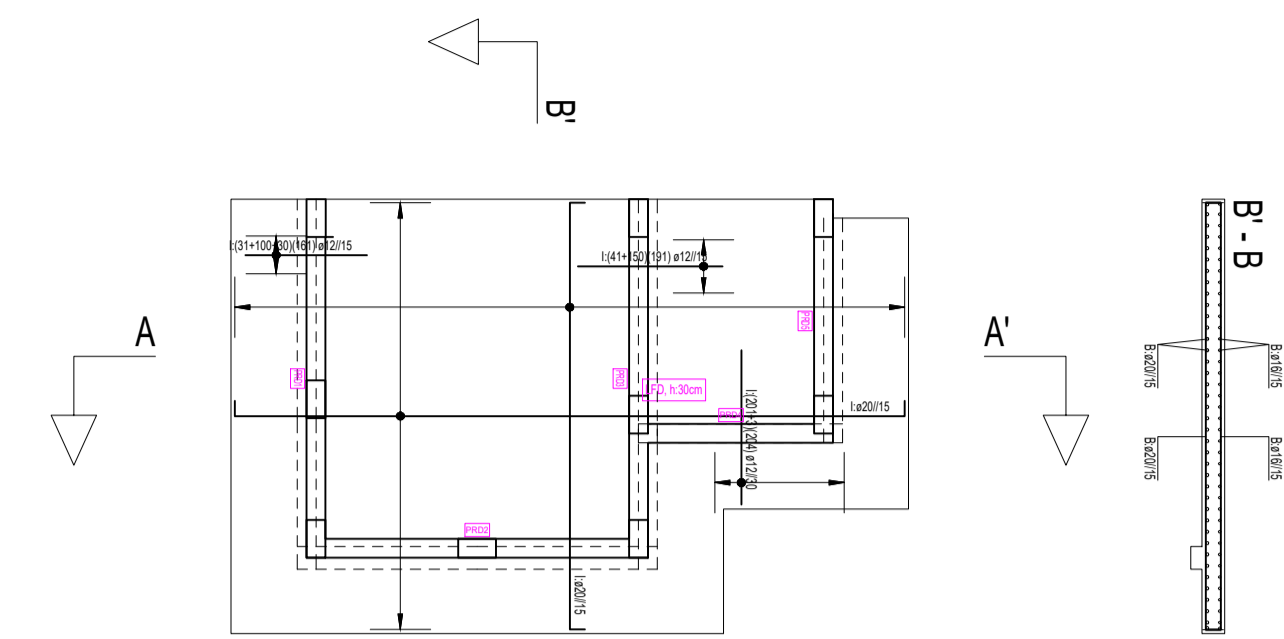
<p>Sapata 78 Centrada Pilar 150 Dimensões: 220x150x40 Ang: 180° A: 1.13x20(10)SP+210+2SP(15.135) B: 1.11x20(10)2SP+140+2SP(15.205)</p> 	<p>Sapata 82 Centrada Pilar 164 Dimensões: 300x140 Ang: 0° A: 1.5x12(15)1SP+170+1SP(11.189) B: 1.5x12(15)1SP+170+1SP(11.189)</p> 	<p>Sapata 86 Centrada Pilar 170 Dimensões: 130x175x40 Ang: 180° A: 1.17x12(15)1SP+120+1SP(11.164) B: 1.12x12(15)1SP+165+1SP(11.119)</p> 	<p>Sapata 87 Centrada Pilar 175 Dimensões: 160x225x40 Ang: 180° A: 1.21x16(10)4SP+150+4SP(13.212) B: 1.15x16(10)3SP+215+3SP(13.147)</p> 
<p>Sapata 88 Centrada Pilar 178 Dimensões: 115x135x40 Ang: 180° A: 1.12x12(10)1SP+160+1SP(11.134) B: 1.1x12(10)1SP+155+1SP(11.104)</p> 	<p>Sapata 89 Centrada Pilar 180 Dimensões: 145x130x40 Ang: 180° A: 1.11x20(10)3SP+125+3SP(15.113) B: 1.1x20(10)2SP+120+2SP(15.133)</p> 	<p>Sapata 90 Centrada Pilar 183 Dimensões: 110x150x40 Ang: 180° A: 1.11x12(10)1SP+100+1SP(11.139) B: 1.10x12(10)1SP+140+1SP(11.159)</p> 	<p>Sapata 91 Centrada Pilar 185 Dimensões: 155x215x45 Ang: 180° A: 1.22x16(10)4SP+140+4SP(13.202) B: 1.14x16(10)3SP+205+3SP(13.137)</p> 
<p>Sapata 92 Centrada Pilar 188 Dimensões: 115x135x40 Ang: 180° A: 1.11x12(10)1SP+100+1SP(11.134) B: 1.10x12(10)1SP+140+1SP(11.159)</p> 	<p>Sapata 93 Centrada Pilar 191 Dimensões: 145x145x40 Ang: 180° A: 1.11x12(10)1SP+100+1SP(11.134) B: 1.10x12(10)1SP+135+1SP(11.159)</p> 	<p>Sapata 94 Centrada Pilar 193 Dimensões: 175x200x45 Ang: 180° A: 1.25x16(10)4SP+165+4SP(13.247) B: 1.16x16(10)1SP+250+1SP(13.162)</p> 	<p>Sapata 95 Centrada Pilar 195 Dimensões: 220x150x40 Ang: 180° A: 1.14x12(10)1SP+210+1SP(11.139) B: 1.21x12(10)1SP+140+1SP(11.209)</p> 
<p>Sapata 96 Centrada Pilar 197 Dimensões: 215x145x40 Ang: 180° A: 1.10x12(10)1SP+205+1SP(11.134) B: 1.21x12(10)3SP+135+3SP(11.204)</p> 	<p>Sapata 97 Centrada Pilar 198 Dimensões: 220x145x40 Ang: 180° A: 1.14x12(10)1SP+210+1SP(11.134) B: 1.21x12(10)1SP+135+1SP(11.209)</p> 	<p>Sapata 98 Centrada Pilar 201 Dimensões: 215x145x40 Ang: 180° A: 1.14x12(10)1SP+205+1SP(11.134) B: 1.21x12(10)1SP+135+1SP(11.204)</p> 	<p>Sapata 99 Centrada Pilar 200 Dimensões: 215x145x40 Ang: 180° A: 1.15x12(10)1SP+225+1SP(11.144) B: 1.23x12(10)2SP+145+2SP(11.224)</p> 

SAPATA LAJE DE ESCADAS - COTA -50 (Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

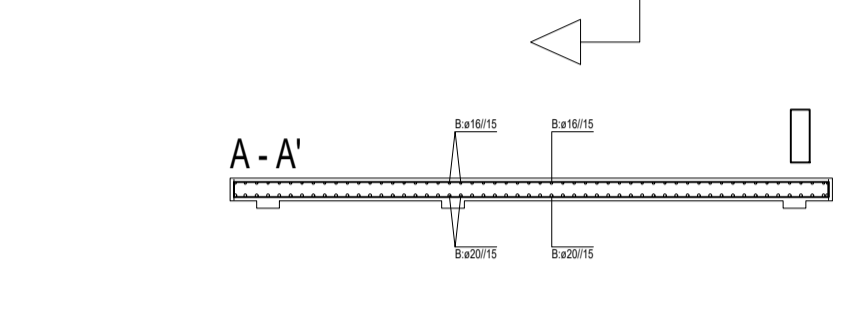
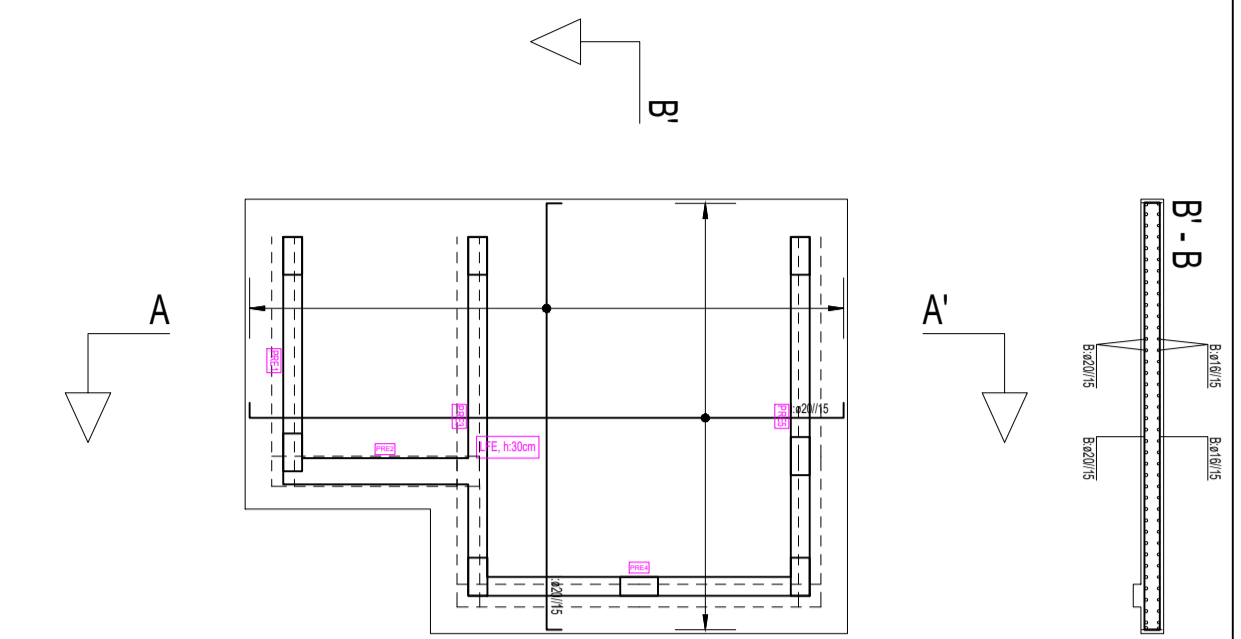


LAJES DE FUNDAÇÃO (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

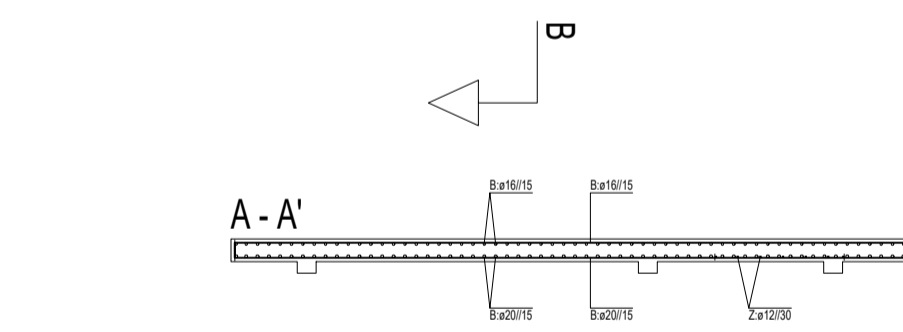
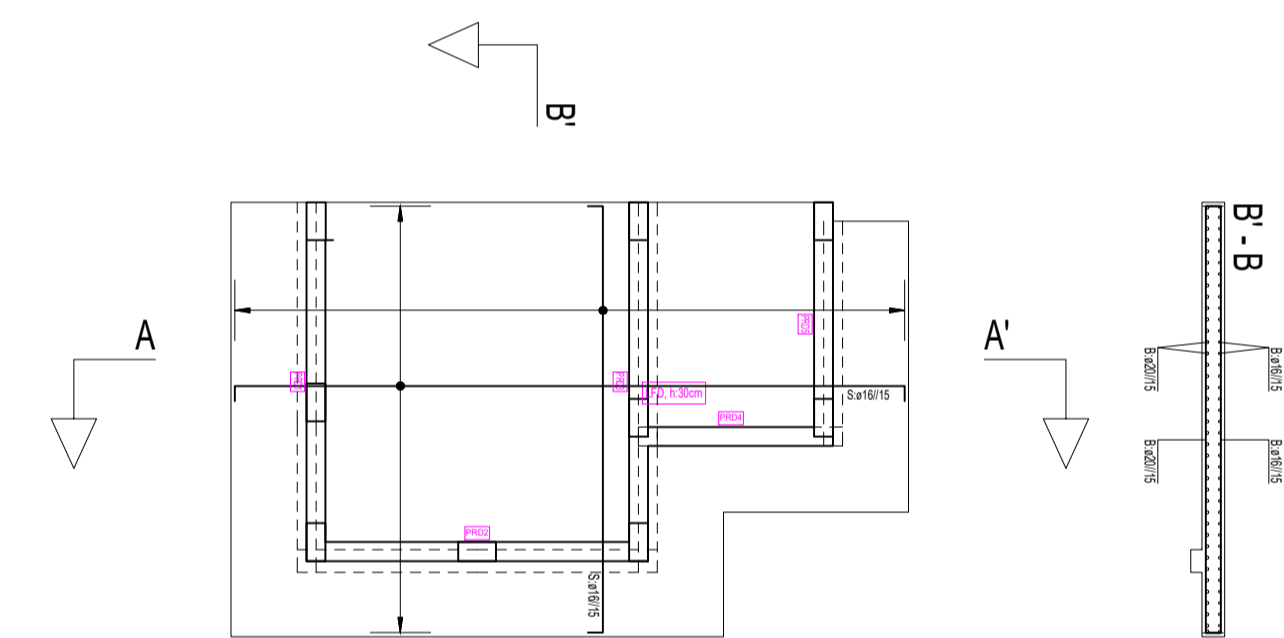
COTA -450 ARMADURA INFERIOR



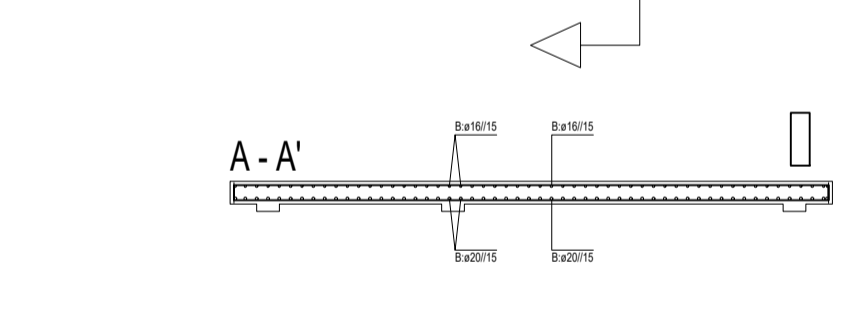
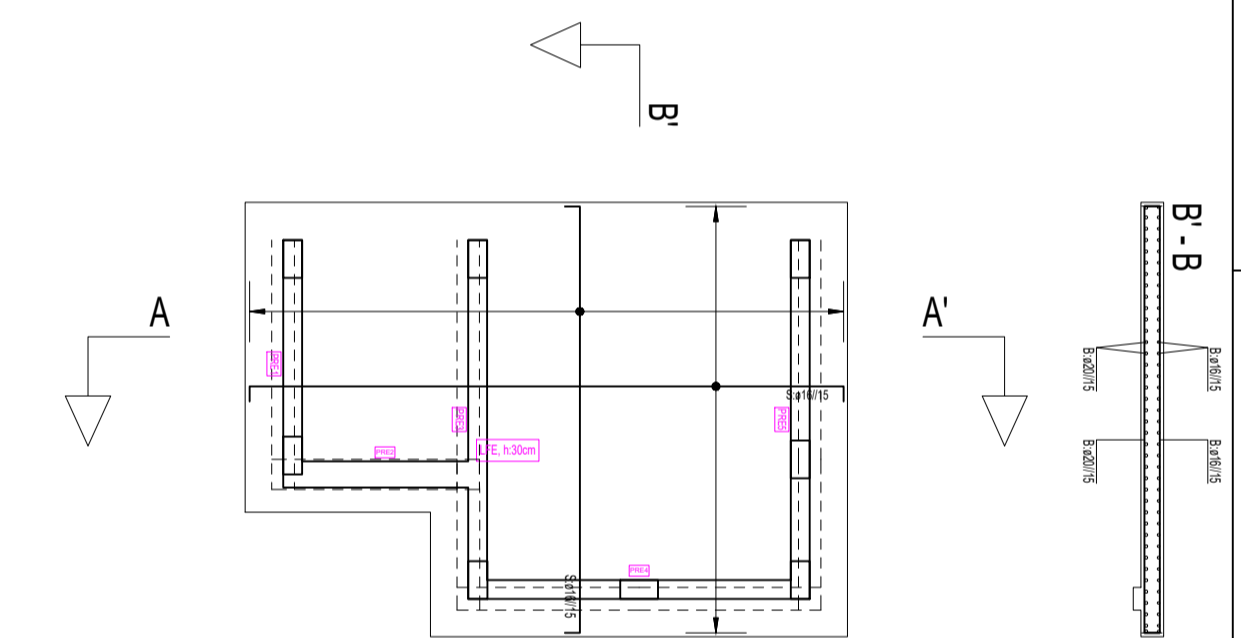
COTA -50 ARMADURA INFERIOR



COTA -450 ARMADURA SUPERIOR



COTA -50 ARMADURA SUPERIOR



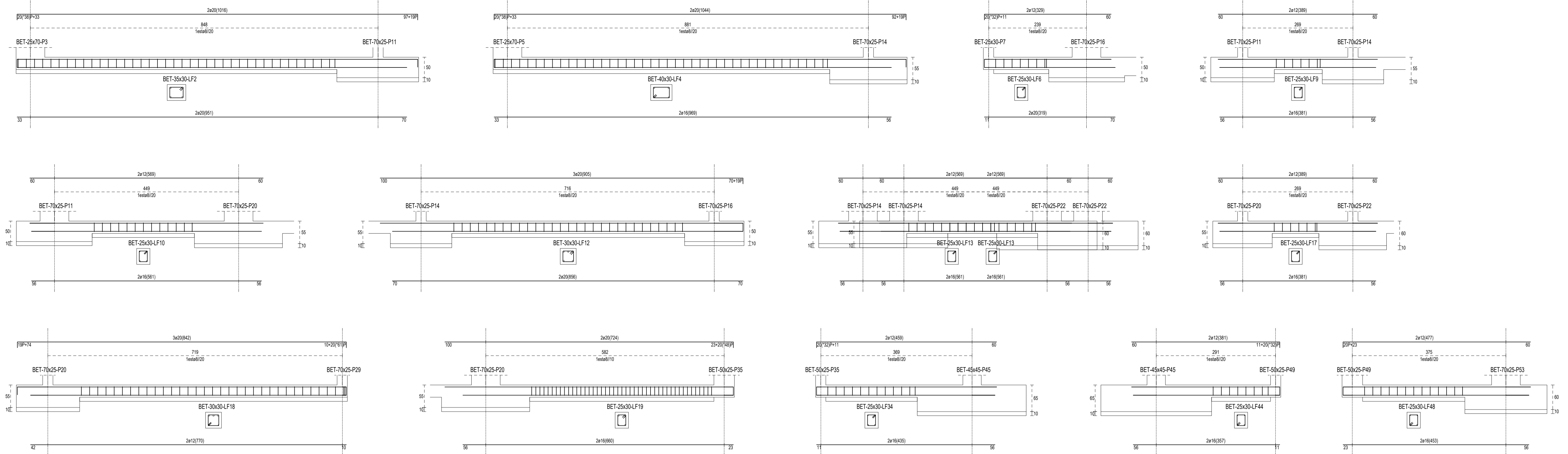
NOTA:
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
3. P. - Pilar

MATERIAIS	ARGAMASSAS
<p>ACI</p> <ul style="list-style-type: none"> - Armaduras ordinárias: A40NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES) 	<ul style="list-style-type: none"> - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
<p>BETÃO</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação: C20/25 - Muros de Cave: C20/25 - Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37 - Lajes: C30/37 	<p>RECORRIMENTOS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm - Muros de Cave: 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm

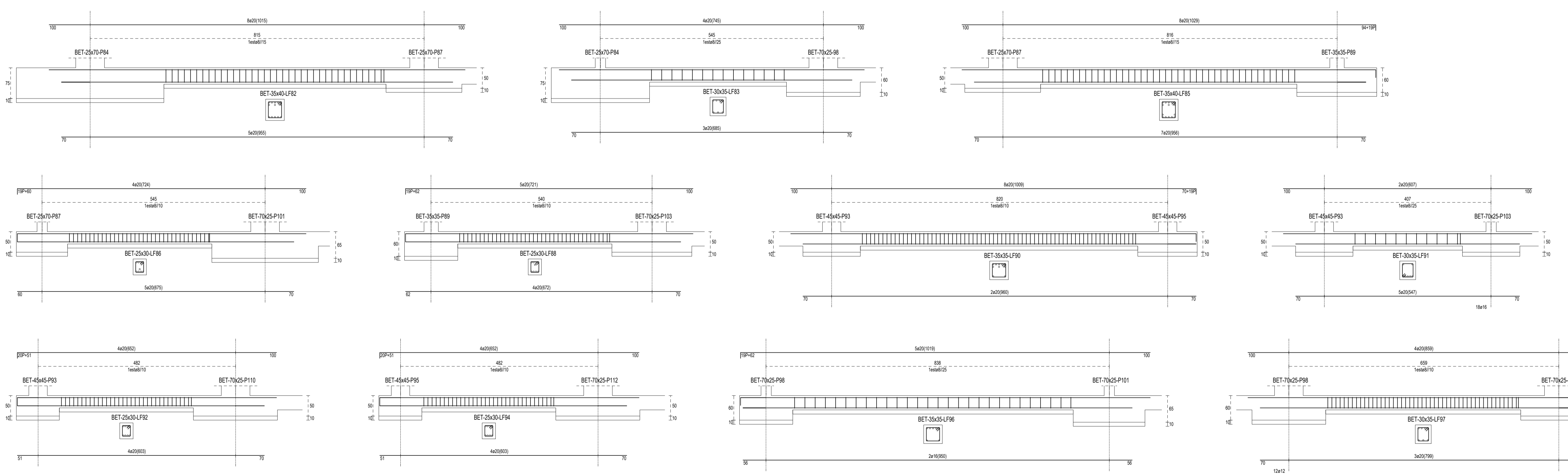
NOTA:
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
3. P. - Pilar

logotipo_1398813163854.png	Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 10
Escala: 1/50 1/100	Sapatas de Fundação Lajes de Fundação	A1 (841x594)
		Substituído por nº: Substituído por nº:

LINTÉIS DE FUNDAÇÃO - COTA -450 (Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

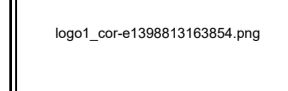


LINTÉIS DE FUNDAÇÃO - COTA -50 (Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

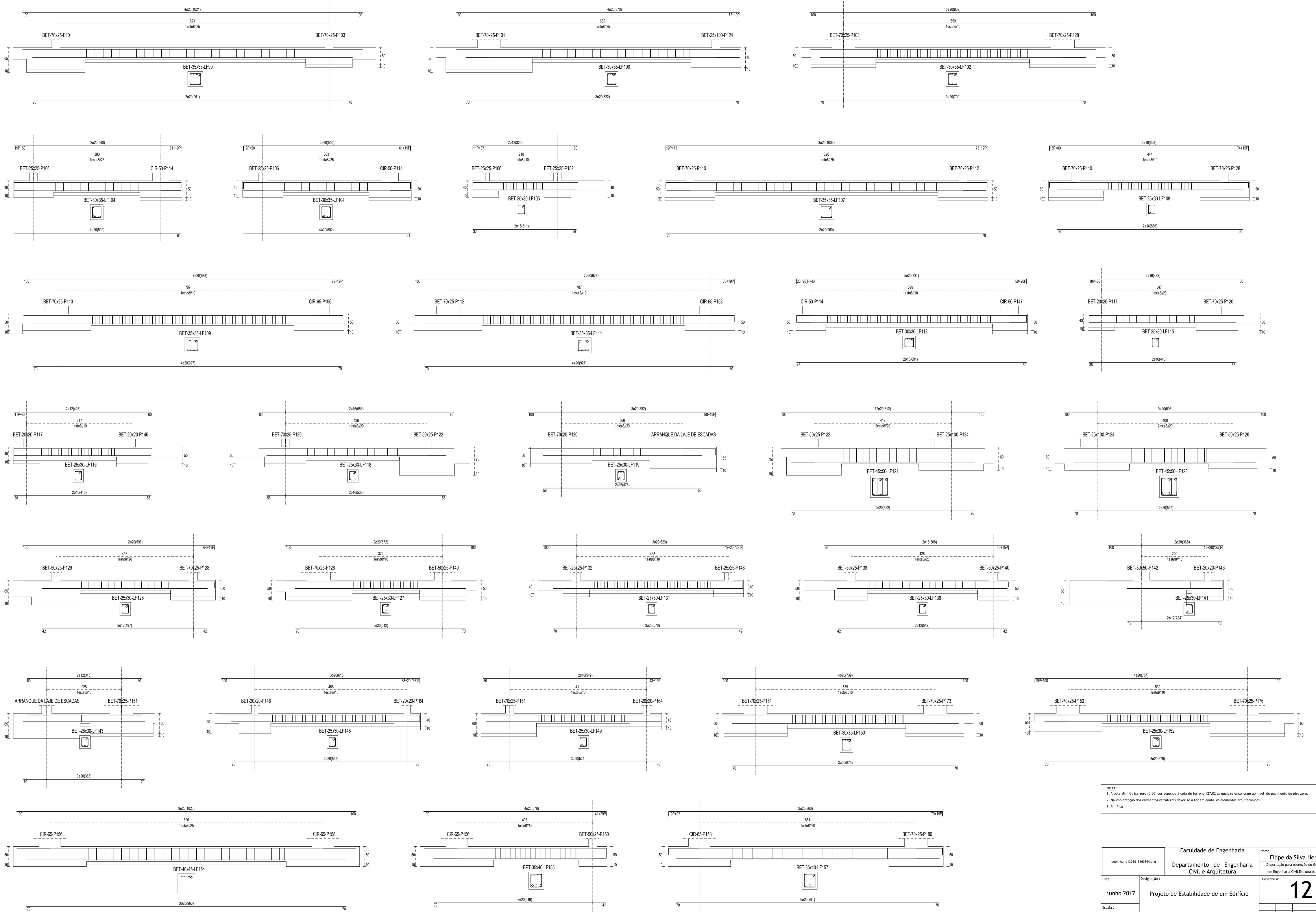


NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) correspondendo à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetônicos.
 3. P. - Pilar I

MATERIAIS	
ACI	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação	- Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes	

		Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data:	junho 2017	Designação:	Projeto de Estabilidade de um Edifício
Escala:	1/50		Desenho nº: <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">11</div> Substituído nº: Substituído por nº:

LINTÉIS DE FUNDAÇÃO - COTA -50 (Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

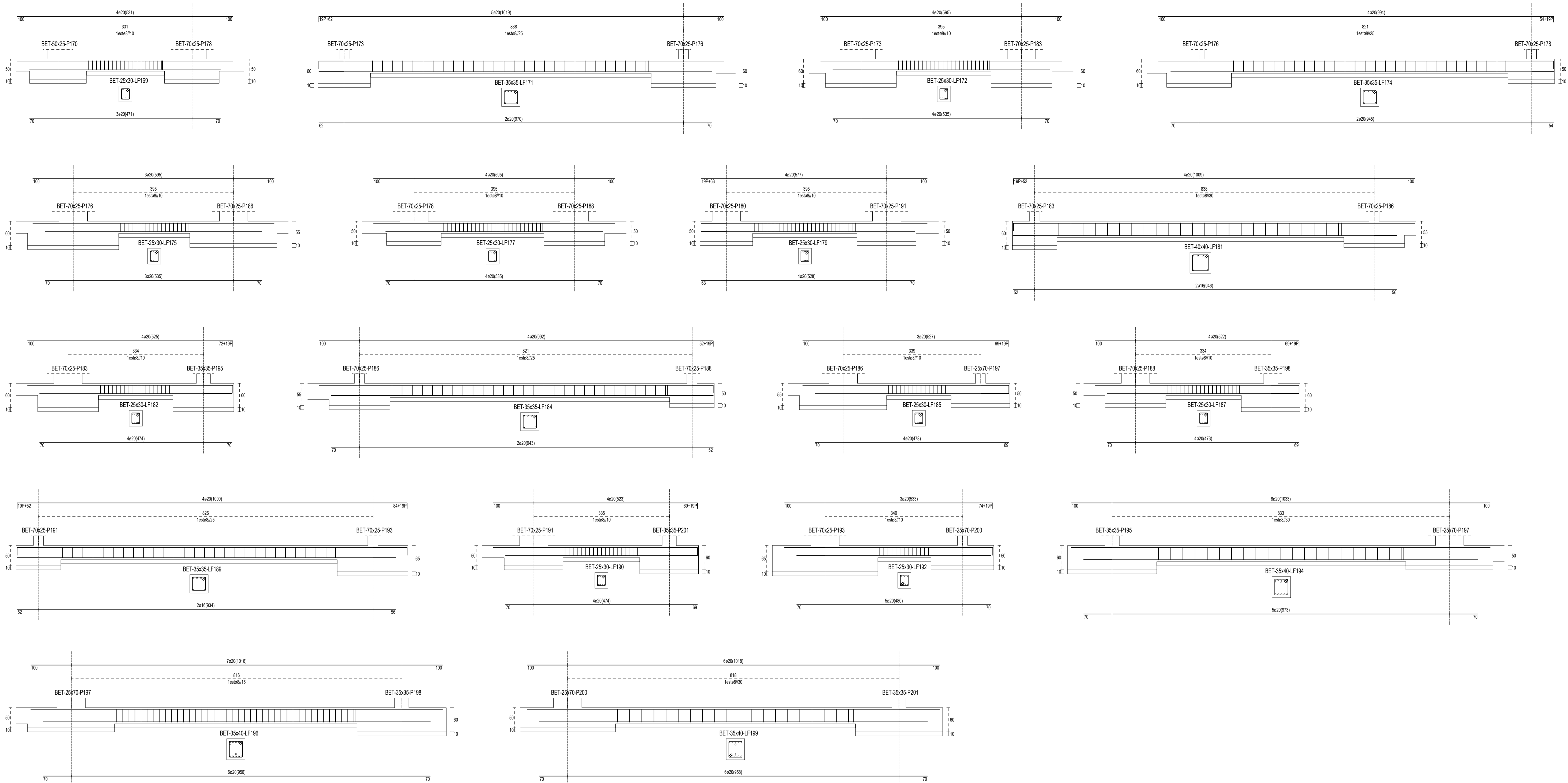


NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P. - Pilar

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	
Escala: 1/50	Designo nº: 12	
		Substituído por nº:

LINTÉIS DE FUNDAÇÃO - COTA -50

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

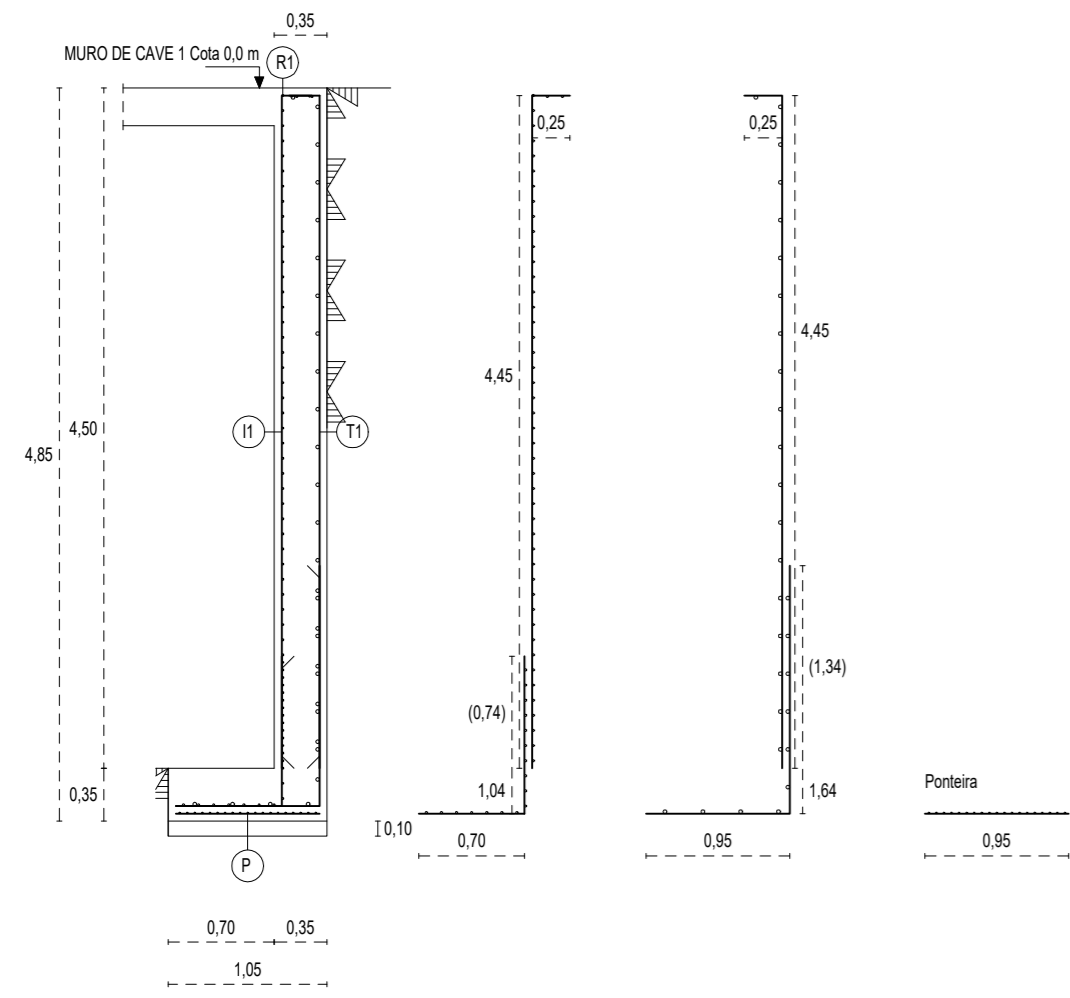


NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) correspondendo à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetônicos.
 3. P. - Pilar I

MATERIAIS	
ACI	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LARES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação	- Fundações, Lintéis de Fundação
- Muros de Cave	- Muros de Cave
- Pilares, Vigas, Paredes R.	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes
- Lajes	

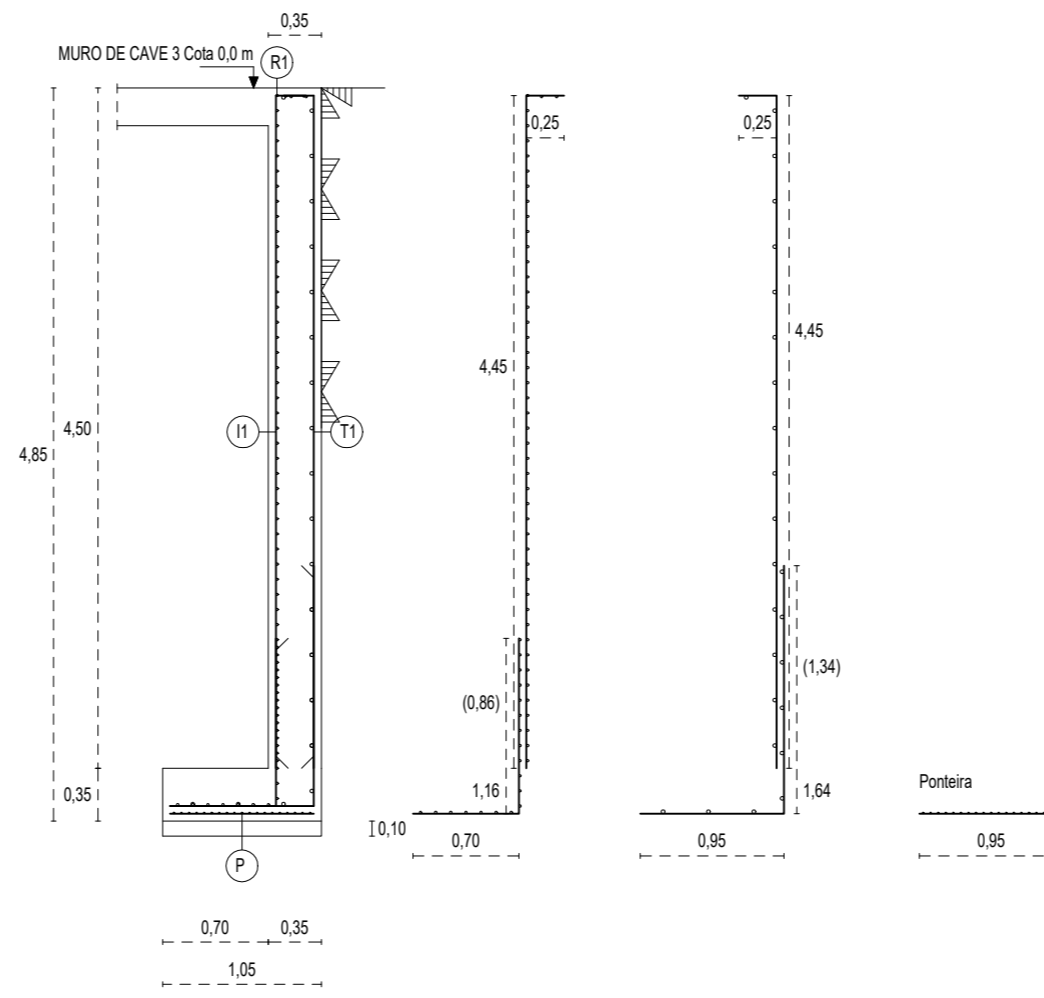
logotipo: 1398813168854.png Data: junho 2017 Escala: 1/50	Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção Desenho nº: 13
	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício Lintéis de Fundação	Substituído por nº: (841x94)

MUROS DE CAVE (Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em m)



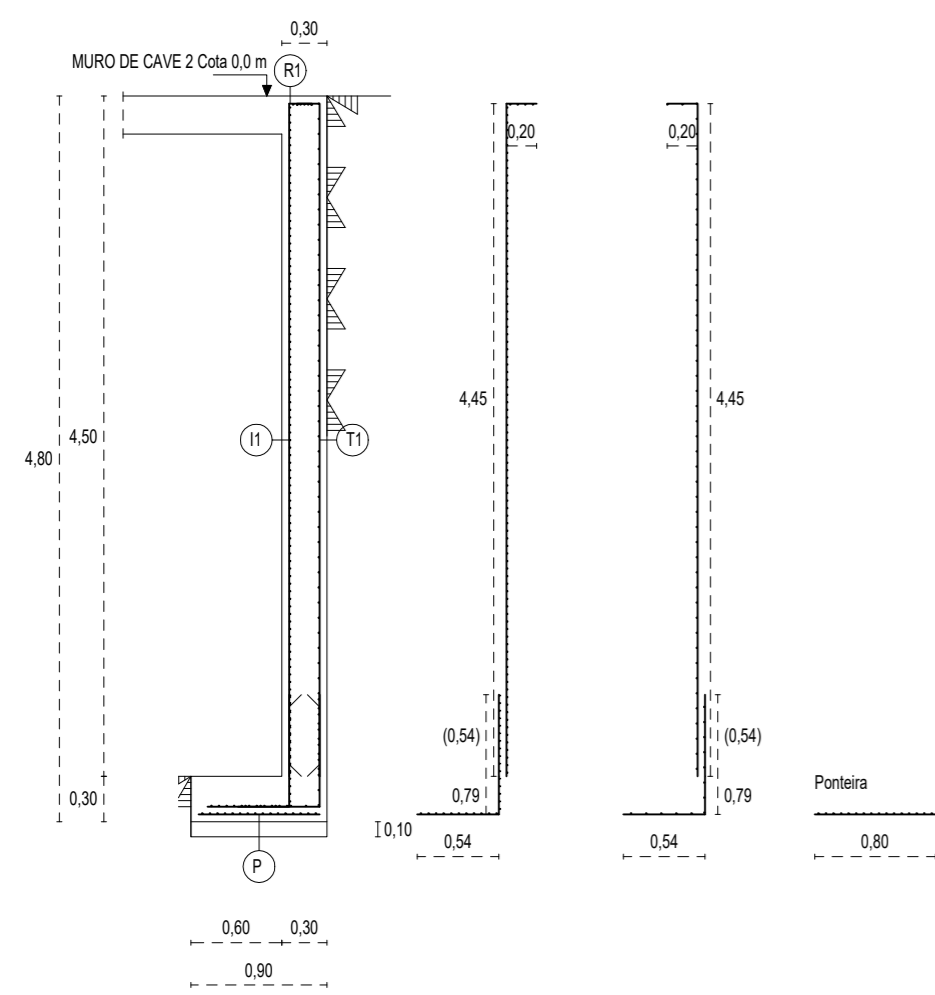
sl-st	di-dl (horz.-vert.)		
I1	10x5Aø14 -14	A400NR	400 MPa
T1	25x5Aø25 -25	A400NR	400 MPa
P	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
R1	3ø12		

Comprimento do muro: 3,30 m



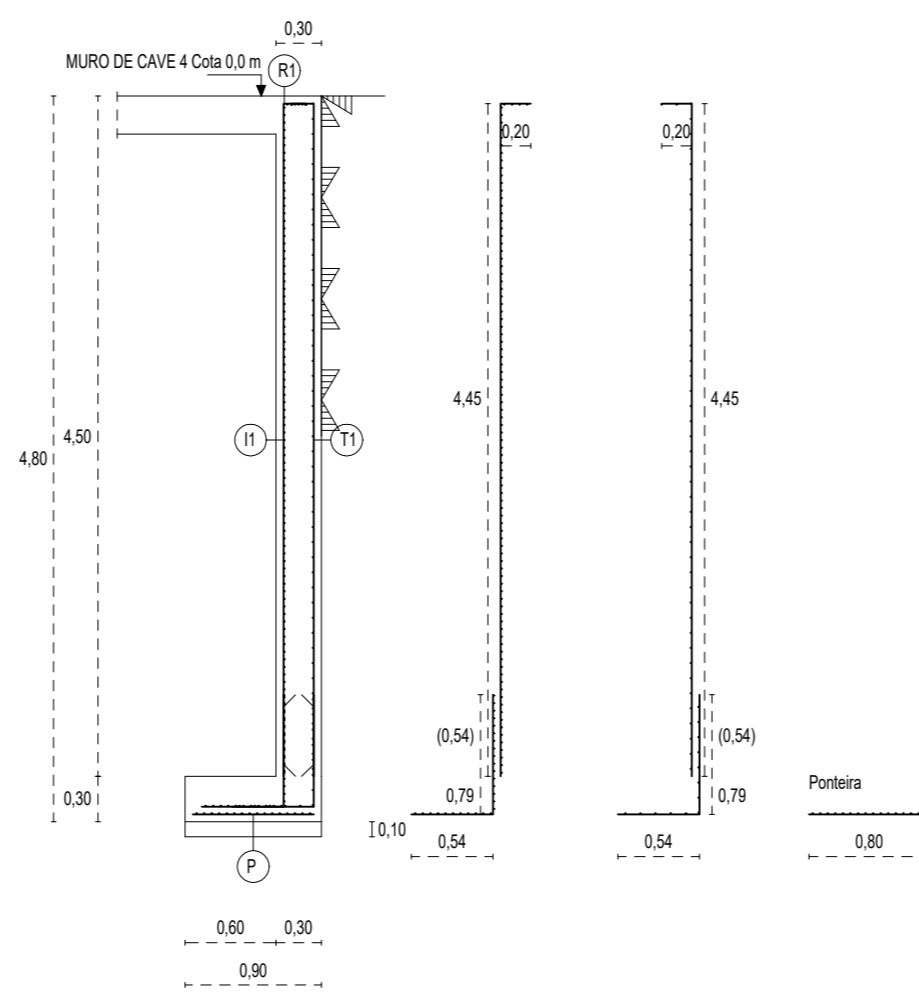
sl-st	di-dl (horz.-vert.)		
I1	10x5Aø16 -16	A400NR	400 MPa
T1	30x5Aø25 -25	A400NR	400 MPa
P	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
R1	3ø12		

Comprimento do muro: 16,12 m



sl-st	di-dl (horz.-vert.)		
I1	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
T1	10x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
P	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
R1	3ø12		

Comprimento do muro: 16,82 m




sl-st	di-dl (horz.-vert.)		
I1	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
T1	10x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
P	5x5Aø10 -10	A400NR	400 MPa
R1	3ø12		

Comprimento do muro: 9,86 m

MATERIAIS			
AÇO	ARGAMASSAS		
- Armaduras ordinárias: A400NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento		
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)			
BETÃO	RECORRIMENTOS		
- Fundações, Lintéis de Fundação	C20/25	- Fundações, Lintéis de Fundação	5,0 cm
- Muros de Cave	C20/25	- Muros de Cave	5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.	C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes	2,5 cm
- Lajes	C30/37		

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

 UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR Coimbra, Portugal	Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome : Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
	Data : junho 2017	Designação : Projeto de Estabilidade de um Edifício
Escala : 1/50	Pormenorização dos Muros de Cave	Substituído por nº : A2 (594x420)

QUADRO DE PILARES - COTA -450

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

Pilar 1 BET 35x35 Tipo 1	Pilar 3 BET 25x70 Tipo 2	Pilar 5 BET 25x70 Tipo 3	Pilar 8 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 11 BET 70x25 Tipo 5
Pilar 14 BET 70x25 Tipo 6	Pilar 16 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 20 BET 70x25 Tipo 6	Pilar 22 BET 70x25 Tipo 7	Pilar 24 BET 70x25 Tipo 8
Pilar 26 CIR 50 Tipo 9	Pilar 29 BET 70x25 Tipo 10	Pilar 31 BET 50x25 Tipo 11	Pilar 40 BET 35x35 Tipo 9	Pilar 43 BET 70x25 Tipo 12
Pilar 45 BET 45x45 Tipo 13	Pilar 55 BET 70x25 Tipo 12	Pilar 57 BET 70x25 Tipo 12	Pilar 58 BET 35x35 Tipo 14	

TIPOS DE PILARES

(Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

Tipo 1 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 2 (x1) BET 25x70 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 3 (x1) BET 25x70 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 4 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 5 (x2) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 6 (x2) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 7 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=87 l=176
Tipo 8 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 9 (x2) CIR 50 L=850,0 b=70 l=15 	Tipo 10 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 11 (x12) BET 50x25 L=340,0 b=87 l=140 	Tipo 12 (x3) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=176 	Tipo 13 (x1) BET 45x45 L=850,0 b=87 l=176 	Tipo 14 (x1) BET 35x35 L=450,0 b=70 l=140

QUADRO DE PILARES - COTA -50

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

Pilar 94 BET 25x70 Tipo 4	Pilar 97 BET 25x70 Tipo 5	Pilar 99 BET 35x35 Tipo 6	Pilar 98 BET 45x45 Tipo 7	Pilar 95 BET 45x45 Tipo 7
Pilar 96 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 101 BET 70x25 Tipo 9	Pilar 103 BET 70x25 Tipo 3	Pilar 106 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 110 BET 70x25 Tipo 1
Pilar 112 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 114 CIR 50 Tipo 11	Pilar 117 BET 25x25 Tipo 12	Pilar 120 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 122 BET 50x25 Tipo 13
Pilar 124 BET 25x100 Tipo 14	Pilar 126 BET 50x25 Tipo 15	Pilar 128 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 132 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 146 BET 70x25 Tipo 12
Pilar 147 CIR 50 Tipo 16	Pilar 148 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 151 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 153 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 158 CIR 65 Tipo 17
Pilar 158 CIR 65 Tipo 17	Pilar 164 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 173 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 176 BET 70x25 Tipo 18	Pilar 178 BET 70x25 Tipo 1
Pilar 180 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 183 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 186 BET 70x25 Tipo 19	Pilar 191 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 191 BET 70x25 Tipo 20
Pilar 193 BET 70x25 Tipo 9	Pilar 195 BET 35x35 Tipo 21	Pilar 197 BET 25x70 Tipo 5	Pilar 198 BET 35x35 Tipo 6	Pilar 200 BET 25x70 Tipo 5
Pilar 201 BET 35x35 Tipo 22				

TIPOS DE PILARES

(Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

Tipo 1 (x6) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 2 (x3) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 3 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 4 (x1) BET 25x70 L=450,0 b=87 l=19 	Tipo 5 (x3) BET 25x70 L=450,0 b=70 l=15 	Tipo 6 (x2) BET 35x35 L=450,0 b=87 l=19 	Tipo 7 (x1) BET 45x45 L=450,0 b=70 l=176
Tipo 8 (x5) BET 70x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 9 (x2) BET 70x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 10 (x4) BET 50x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 11 (x1) CIR 50 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 12 (x2) BET 25x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 13 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 14 (x1) BET 25x100 L=450,0 b=87 l=176
Tipo 15 (x1) BET 50x25 L=450,0 b=87 l=176 	Tipo 16 (x1) CIR 50 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 17 (x2) CIR 65 L=450,0 b=70 l=176 	Tipo 18 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 19 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 20 (x1) BET 70x25 L=450,0 b=70 l=140 	Tipo 21 (x1) BET 35x35 L=450,0 b=87 l=19
Tipo 22 (x1) BET 35x35 L=450,0 b=87 l=21 						

QUADRO DE PILARES - COTA 0

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

Pilar 202 BET 35x35 Tipo 1	Pilar 203 BET 25x70 Tipo 2	Pilar 204 BET 25x70 Tipo 3	Pilar 205 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 208 BET 70x25 Tipo 5
Pilar 207 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 209 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 210 BET 70x25 Tipo 6	Pilar 211 BET 70x25 Tipo 6	Pilar 211 BET 70x25 Tipo 7
Pilar 212 BET 70x25 Tipo 6	Pilar 219 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 231 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 232 BET 70x25 Tipo 9	Pilar 233 BET 35x35 Tipo 1

TIPOS DE PILARES

(Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

Tipo 1 (x2) BET 35x35 L=400,0 b=70 l=15 	Tipo 2 (x1) BET 25x70 L=400,0 b=87 l=21 	Tipo 3 (x1) BET 25x70 L=400,0 b=87 l=21 	Tipo 4 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=176 	Tipo 5 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=15 	Tipo 6 (x3) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=140 	Tipo 7 (x1) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=176
Tipo 8 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 9 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 					

QUADRO DE PILARES - COTA 400

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

Pilar 276 BET 45x45 Tipo 6	Pilar 277 BET 45x45 Tipo 7	Pilar 278 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 279 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 280 BET 70x25 Tipo 2
Pilar 281 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 282 BET 70x25 Tipo 8	Pilar 283 BET 70x25 Tipo 9	Pilar 284 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 285 BET 70x25 Tipo 2
Pilar 286 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 287 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 288 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 289 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 290 CIR 50 Tipo 11
Pilar 291 BET 25x25 Tipo 12	Pilar 292 BET 70x25 Tipo 13	Pilar 293 BET 50x25 Tipo 3	Pilar 294 BET 25x100 Tipo 14	Pilar 295 BET 50x25 Tipo 3
Pilar 296 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 297 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 298 BET 70x25 Tipo 10	Pilar 307 BET 70x25 Tipo 12	Pilar 310 CIR 50 Tipo 15
Pilar 311 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 312 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 313 BET 45x45 Tipo 16	Pilar 314 BET 70x25 Tipo 17	Pilar 315 BET 70x25 Tipo 2
Pilar 316 BET 45x45 Tipo 18	Pilar 317 BET 45x45 Tipo 18	Pilar 324 BET 25x25 Tipo 10	Pilar 331 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 332 BET 70x25 Tipo 5
Pilar 333 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 334 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 335 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 338 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 337 BET 70x25 Tipo 5
Pilar 338 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 339 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 340 BET 70x25 Tipo 19	Pilar 341 BET 70x25 Tipo 5	Pilar 342 BET 70x25 Tipo 2

QUADRO DE PILARES - COTA 800

(Esc. 1/50) (Cota e dimensões em cm)

Pilar 387 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 388 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 389 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 390 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 391 BET 70x25 Tipo 2
Pilar 392 BET 70x25 Tipo 2	Pilar 393 BET 70x25 Tipo 3	Pilar 394 BET 70x25 Tipo 3	Pilar 395 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 396 BET 70x25 Tipo 1
Pilar 397 BET 50x25 Tipo 5	Pilar 398 BET 25x100 Tipo 6	Pilar 399 BET 50x25 Tipo 5	Pilar 400 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 401 BET 70x25 Tipo 7
Pilar 410 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 411 BET 45x45 Tipo 8	Pilar 412 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 413 BET 70x25 Tipo 3	Pilar 426 BET 70x25 Tipo 3
Pilar 420 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 428 BET 70x25 Tipo 3	Pilar 429 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 430 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 431 BET 70x25 Tipo 4
Pilar 432 BET 70x25 Tipo 4	Pilar 433 BET 70x25 Tipo 1	Pilar 434 BET 70x25 Tipo 7	Pilar 435 BET 70x25 Tipo 7	Pilar 436 BET 70x25 Tipo 4
Pilar 437 BET 70x25 Tipo 1				

TIPOS DE PILARES

(Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

Tipo 1 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=15 	Tipo 2 (x13) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=140 	Tipo 3 (x2) BET 50x25 L=400,0 b=70 l=140 	Tipo 4 (x1) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 5 (x7) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 6 (x1) BET 45x45 L=400,0 b=87 l=21
Tipo 7 (x1) BET 45x45 L=400,0 b=87 l=21 	Tipo 8 (x2) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 9 (x1) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 10 (x4) BET 25x25 L=282,0 b=82 l=11 	Tipo 11 (x1) CIR 50 L=282,0 b=70 l=29 	Tipo 12 (x2) BET 25x25 L=282,0 b=70 l=19
Tipo 13 (x1) BET 70x25 L=282,0 b=70 l=140 	Tipo 14 (x1) BET 25x100 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 15 (x1) CIR 50 L=282,0 b=70 l=29 	Tipo 16 (x1) BET 45x45 L=400,0 b=87 l=176 	Tipo 17 (x1) BET 70x25 L=282,0 b=87 l=176 	Tipo 18 (x2) BET 45x45 L=400,0 b=87 l=19
Tipo 19 (x1) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=140 					

TIPOS DE PILARES

(Esc. 1/50) (Dimensões em cm)

Tipo 1 (x8) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=15 	Tipo 2 (x4) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=19 	Tipo 3 (x5) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=24 	Tipo 4 (x7) BET 70x25 L=400,0 b=87 l=19 	Tipo 5 (x2) BET 50x25 L=400,0 b=70 l=24 	Tipo 6 (x1) BET 25x100 L=400,0 b=87 l=36
Tipo 7 (x3) BET 70x25 L=400,0 b=70 l=15 	Tipo 8 (x1) BET 45x45 L=400,0 b=87 l=31 				

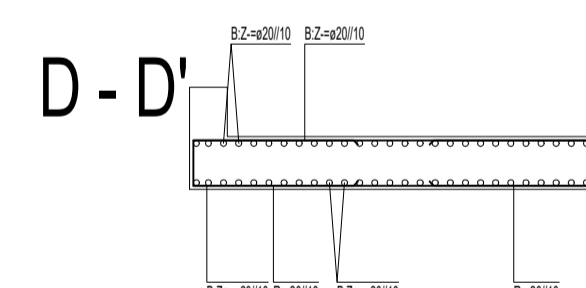
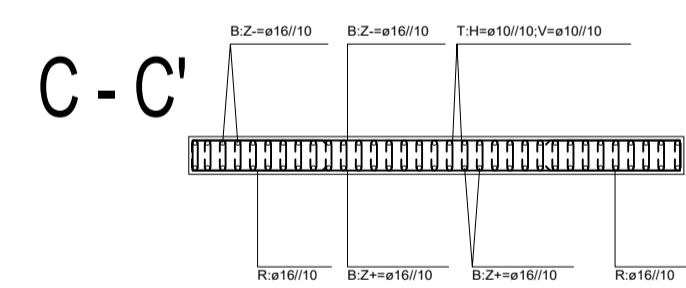
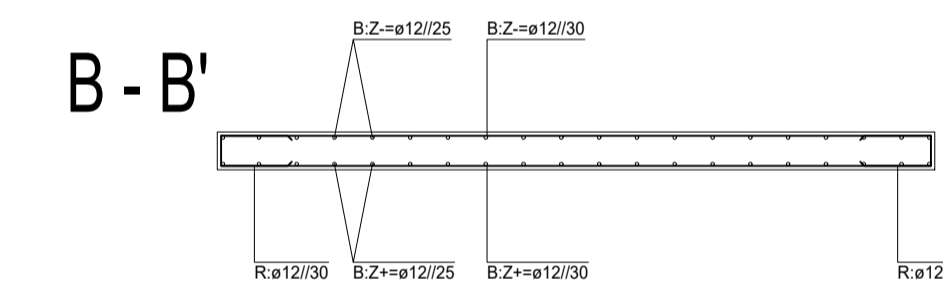
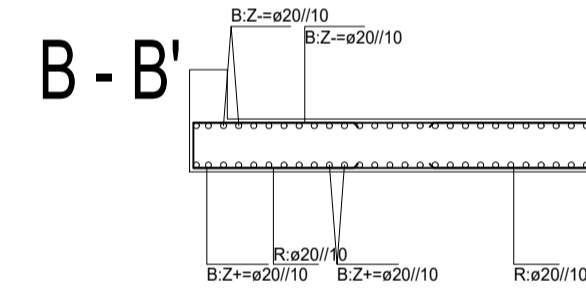
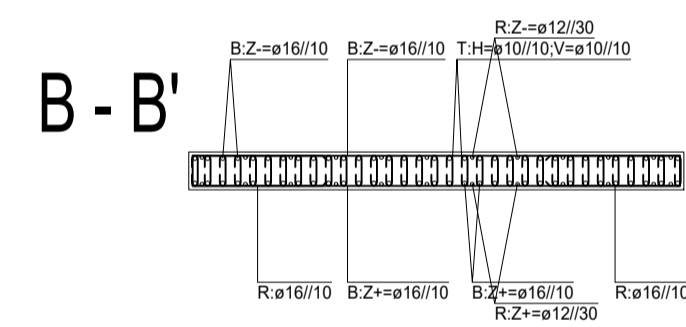
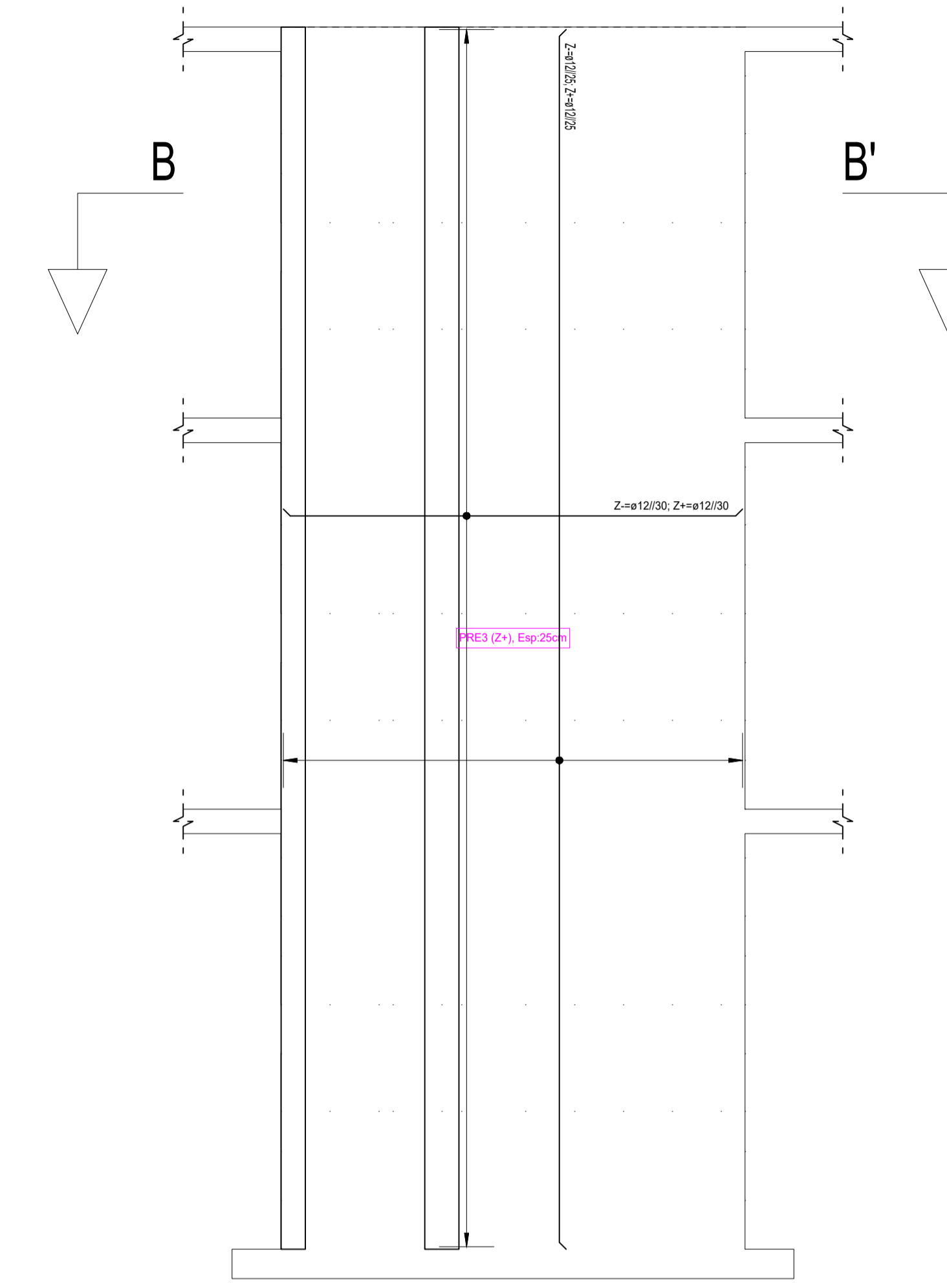
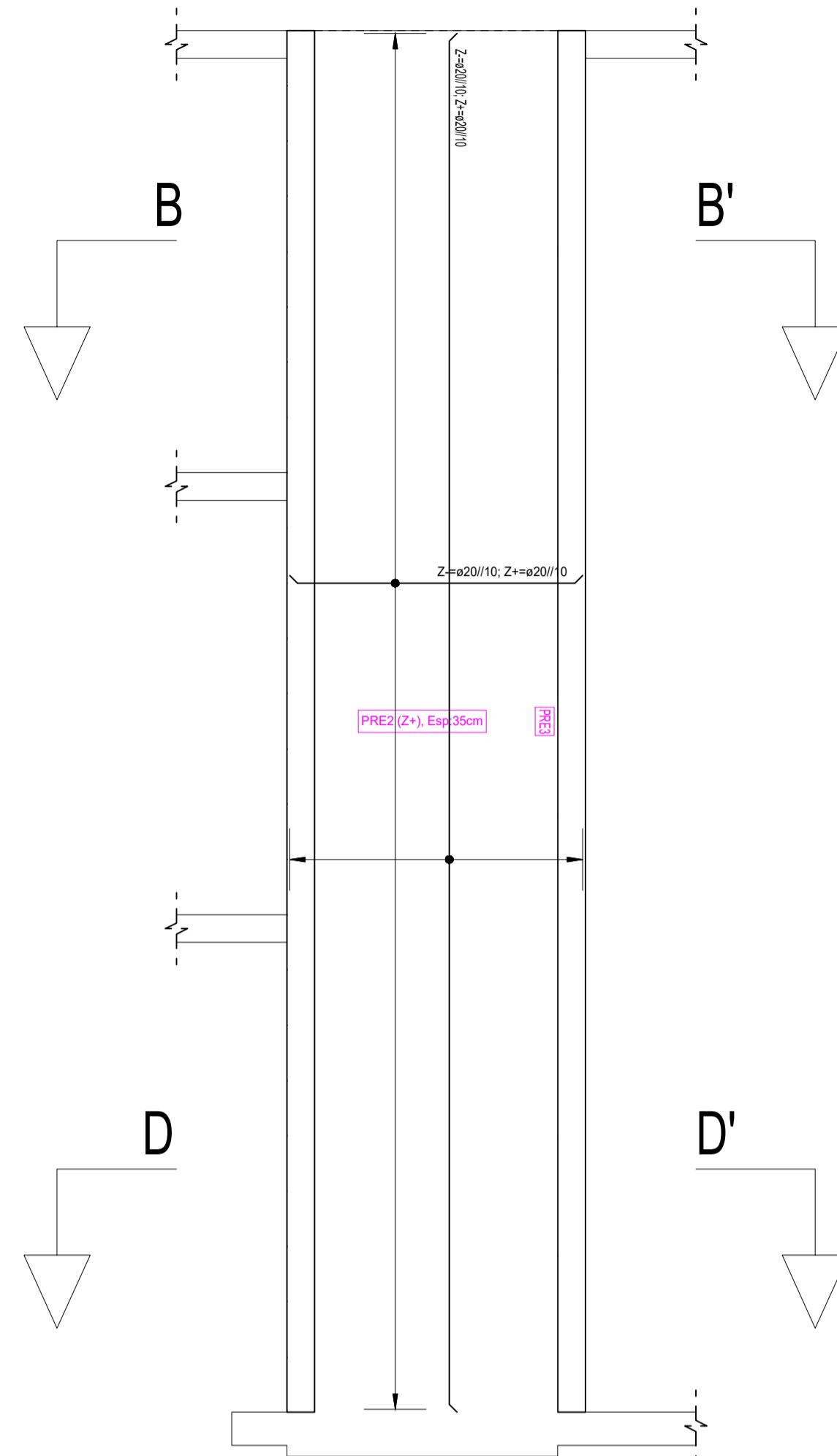
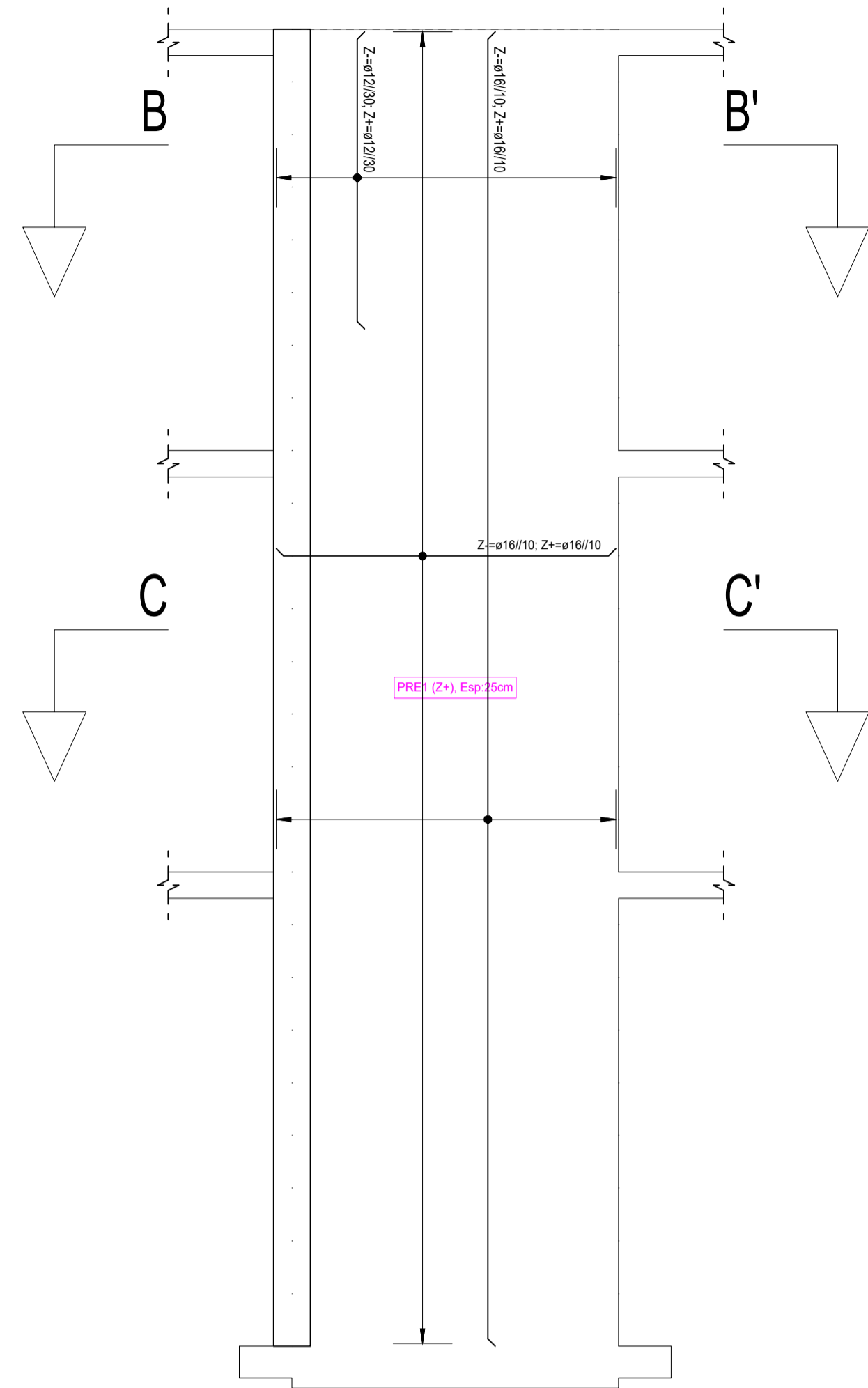
MATERIAIS	ARGAMASSAS
ACQ	- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 L de cimento
- Armaduras ordinárias: A400NR	
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Linhas de Fundação	- Fundações, Linhas de Fundação
- Muros de Cave	- Muros de Cave
- Pilares, Vigas, Paredes R.	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes
- Lajes	- Lajes

- NOTA:**
- A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 - Na implantação dos elementos estruturais deverá-se ter em conta os elementos arqueológicos.
 - P. - Pilar

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 15	
Escala: 1/50	Quadro e Tipos de Pilares por Cota	A1 (84x114)	
		Substituído por nº: _____	

PAREDES RESISTENTES - LADO ESQUERDO

(Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em cm)



Reforços no contorno de paredes		
a	PRE1	(-50/1200 cm)
a+b+a	e16/10	
Horizontal	86+20+86	
Vertical	e16/10	
	86+20+86	
Esperas	e16/10	
	116+20+116	

Armadura transversal		
	PRE1	(-50/1200 cm)
Horizontal	e10/10	
Vertical	e10/10	

Reforços no contorno de paredes		
a	PRE2	(-50/1200 cm)
a+b+a	e20/10	
Horizontal	106+30+106	
Vertical	e20/10	
	106+30+106	
Esperas	e20/10	
	136+30+136	

Armadura transversal		
	PRE2	(-50/1200 cm)
Horizontal	---	
Vertical	---	

Reforços no contorno de paredes		
a	PRE3	(-50/1200 cm)
a+b+a	e12/30	
Horizontal	44+20+44	
Vertical	e12/25	
	44+20+44	
Esperas	e12/25	
	74+20+74	

Armadura transversal		
	PRE3	(-50/1200 cm)
Horizontal	---	
Vertical	---	

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

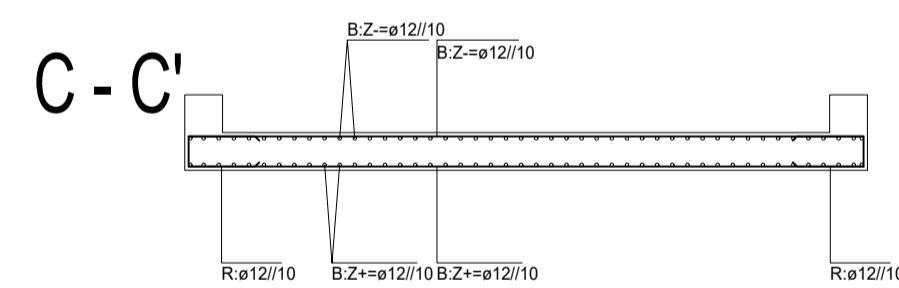
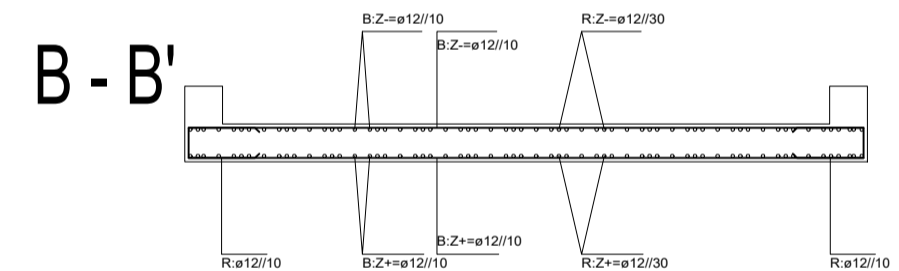
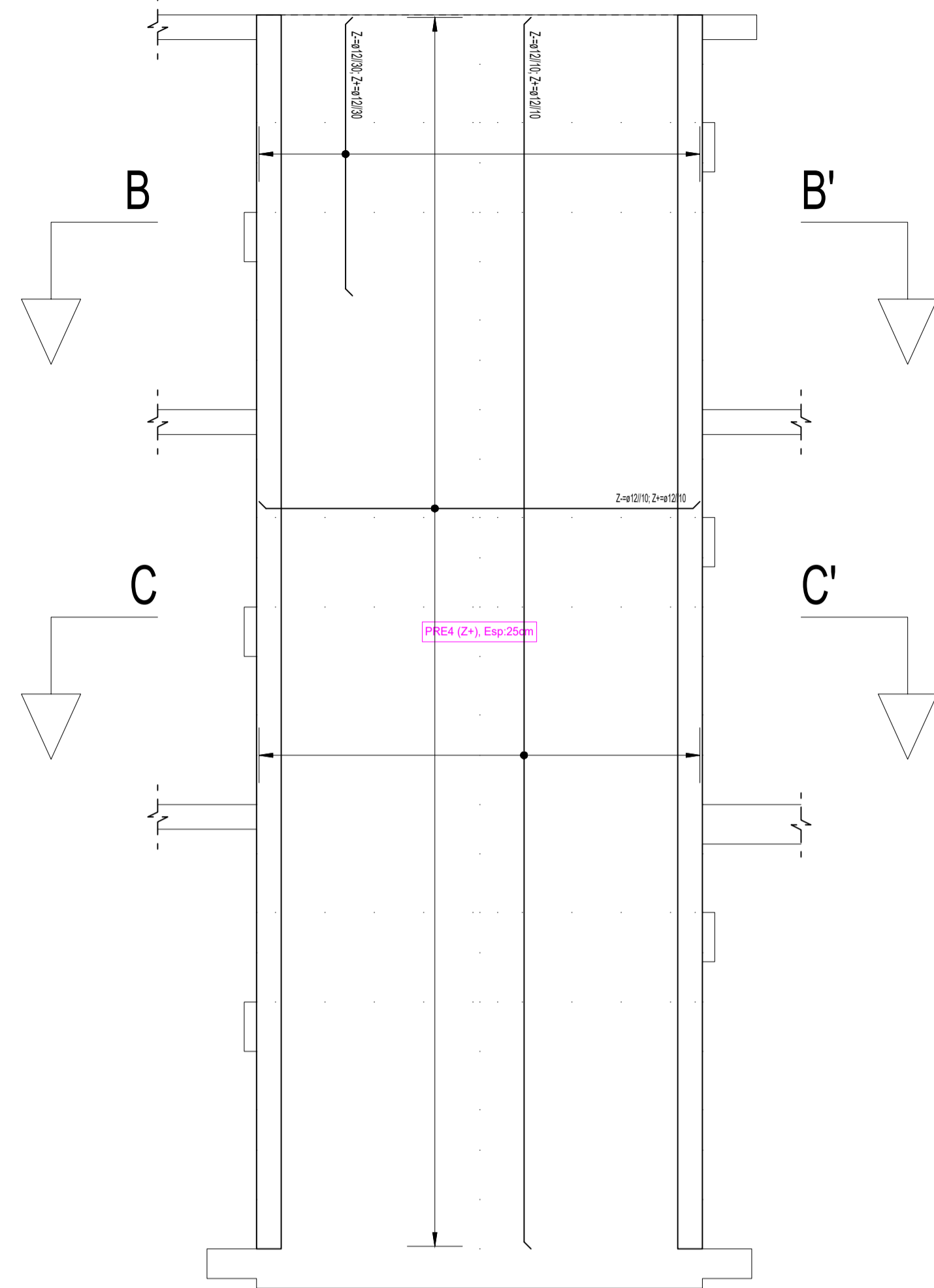
MATERIAIS	
ACI - Armaduras ordinárias: A40NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	ARGAMASSAS - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETÃO - Fundações, Lintéis de Fundação: C20/25 - Muros de Cave: C20/25 - Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37 - Lajes: C30/37	RECOBRIMENTOS - Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm - Muros de Cave: 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 7,5 cm

logotipo_1398813163854.png Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 16
Escala: 1/50		Paredes Resistentes	

A1
 (841x594)
 Substituído por nº:
 Substituído por nº:

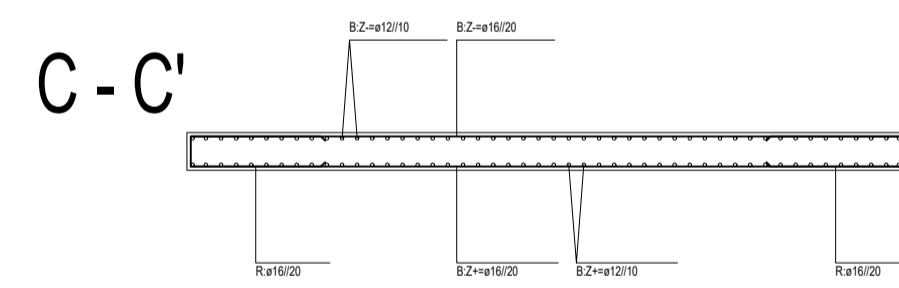
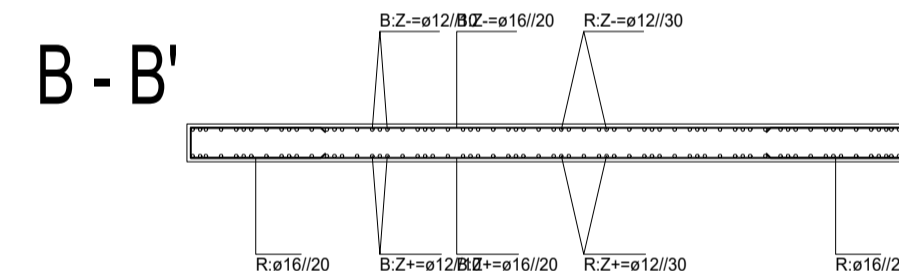
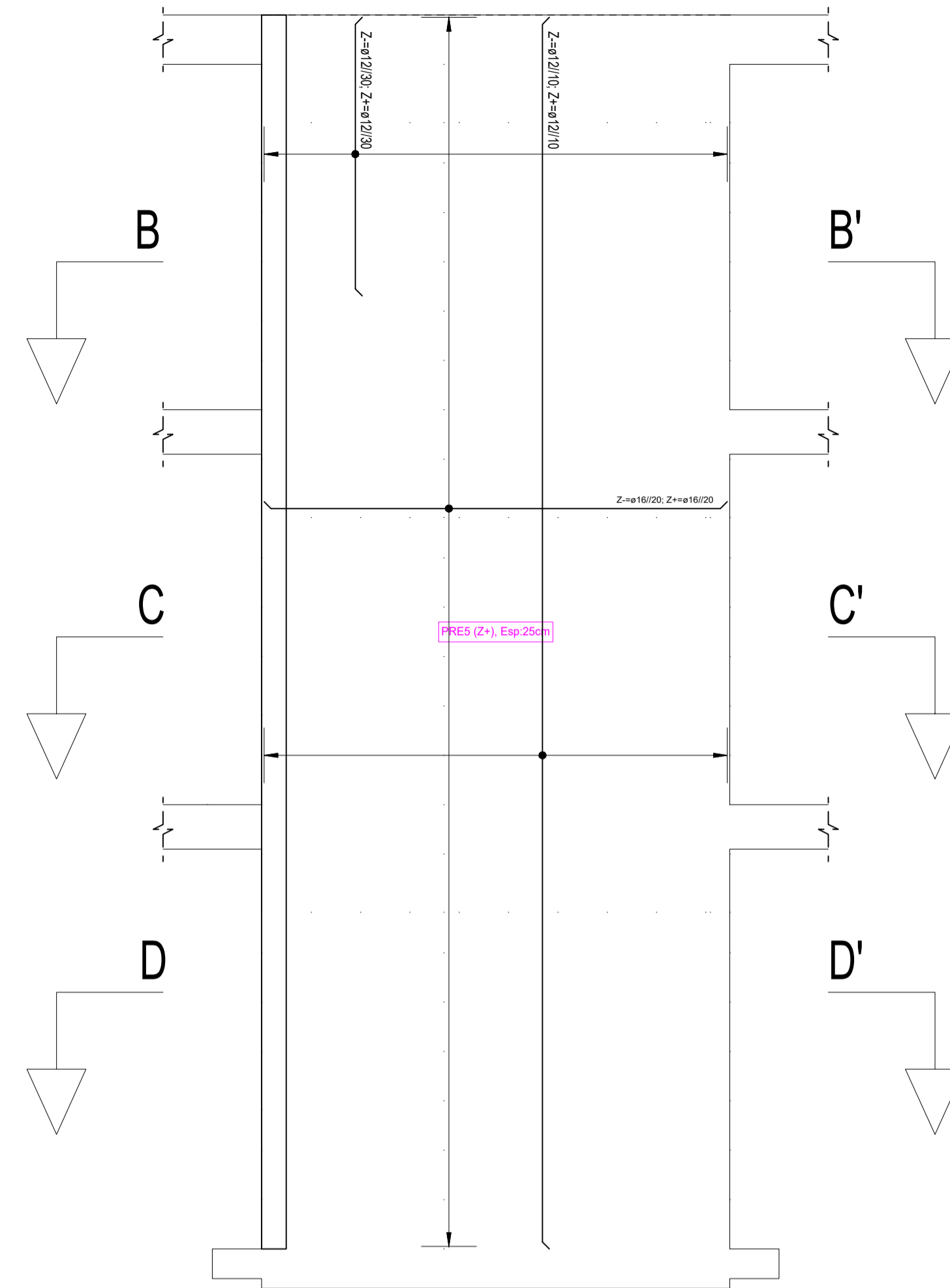
PAREDES RESISTENTES - LADO ESQUERDO

(Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em cm)



Reforços no contorno de paredes	
$\frac{a}{b}$	PRE4 (-50/1200 cm)
Horizontal	$\phi 12/10$ 44x20+44
Vertical	$\phi 12/10$ 44x20+44
Esperas	$\phi 12/10$ 74x20+74

Armadura transversal	
	PRE4 (-50/1200 cm)
Horizontal	---
Vertical	---

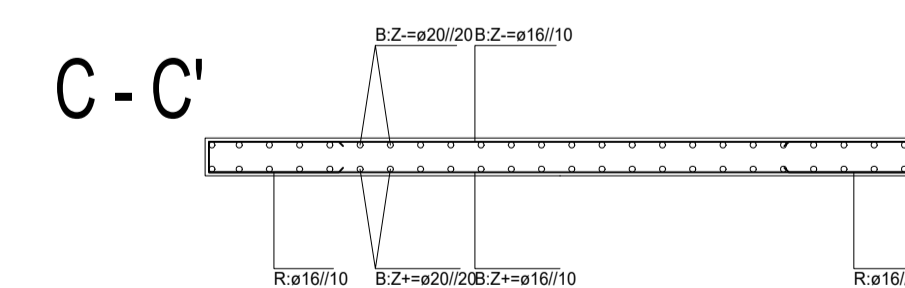
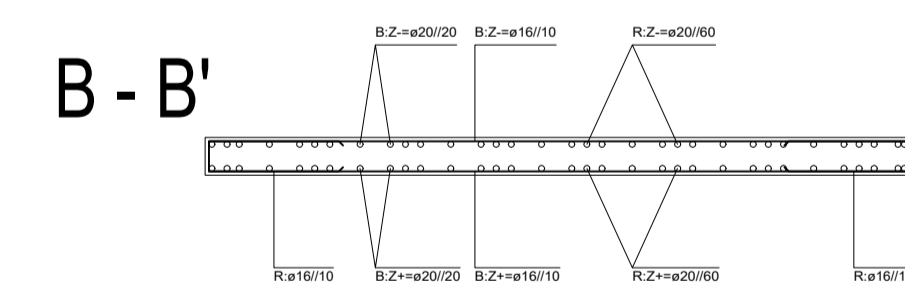
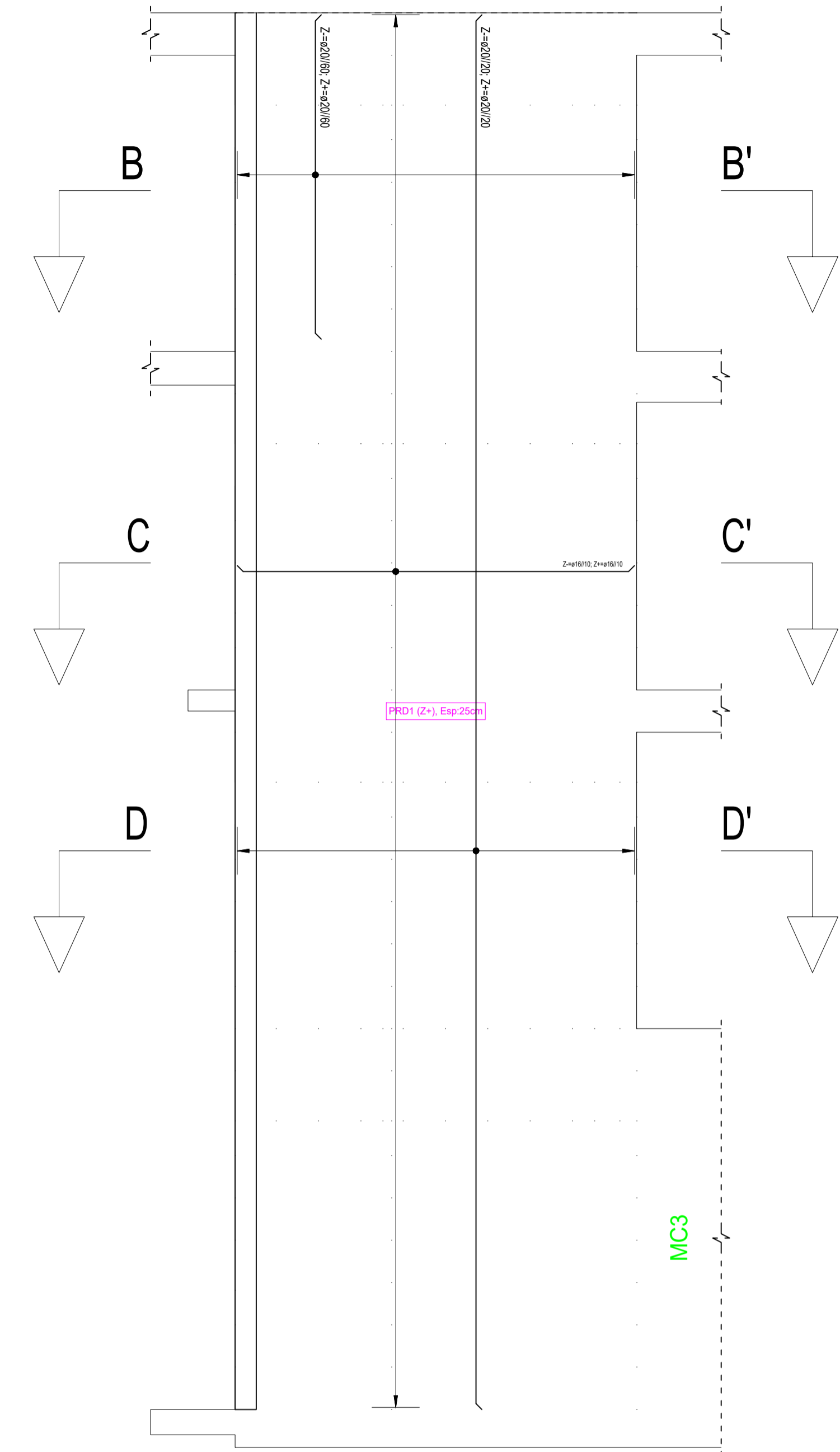


Reforços no contorno de paredes	
$\frac{a}{b}$	PRES (-50/1200 cm)
Horizontal	$\phi 16/20$ 88x20+88
Vertical	$\phi 12/10$ 44x20+44
Esperas	$\phi 12/10$ 74x20+74

Armadura transversal	
	PRES (-50/1200 cm)
Horizontal	---
Vertical	---

PAREDES RESISTENTES - LADO DIREITO

(Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em cm)



Reforços no contorno de paredes	
$\frac{a}{b}$	PRD1 (-450/1200 cm)
Horizontal	$\phi 16/10$ 88x20+88
Vertical	$\phi 20/20$ 108x20+108
Esperas	$\phi 20/20$ 138x20+138

Armadura transversal	
	PRD1 (-450/1200 cm)
Horizontal	---
Vertical	---

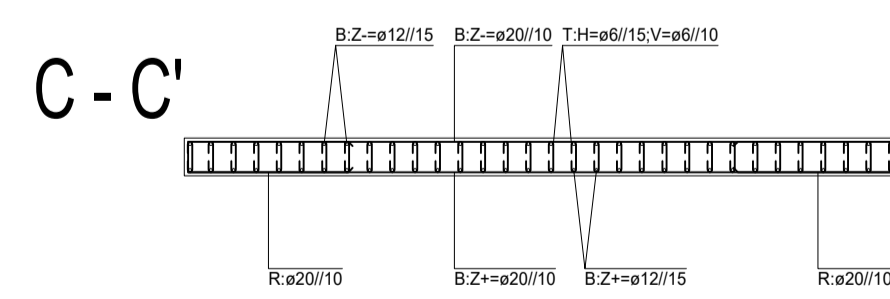
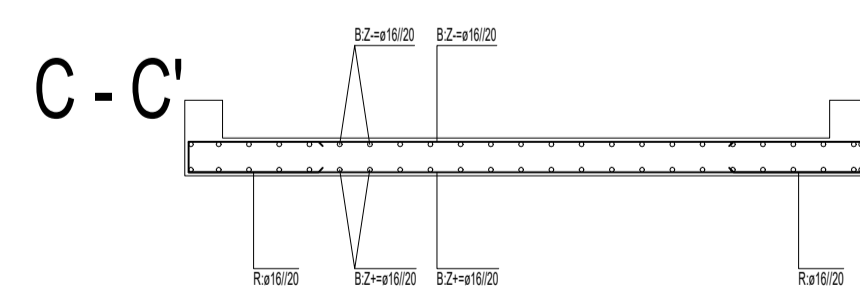
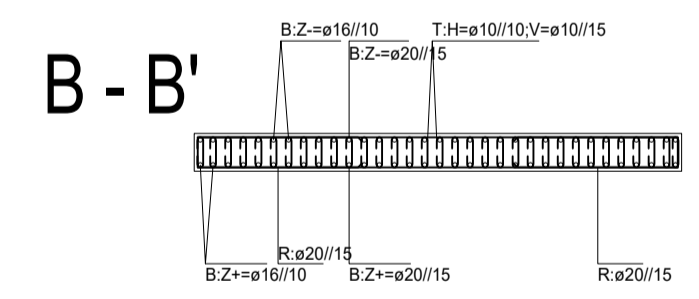
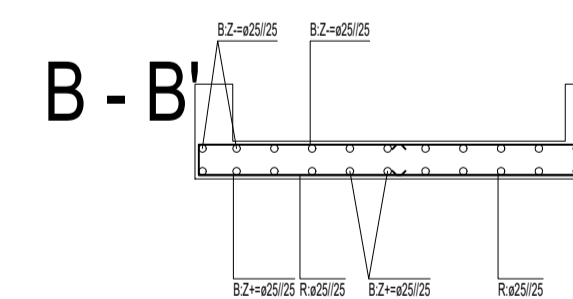
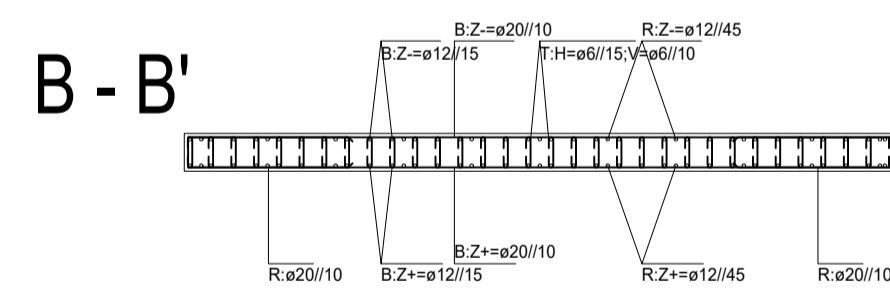
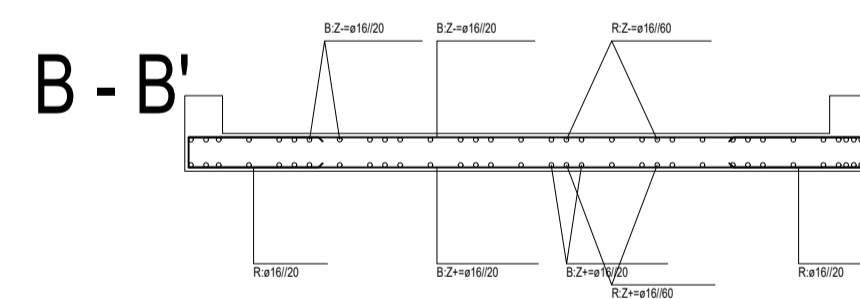
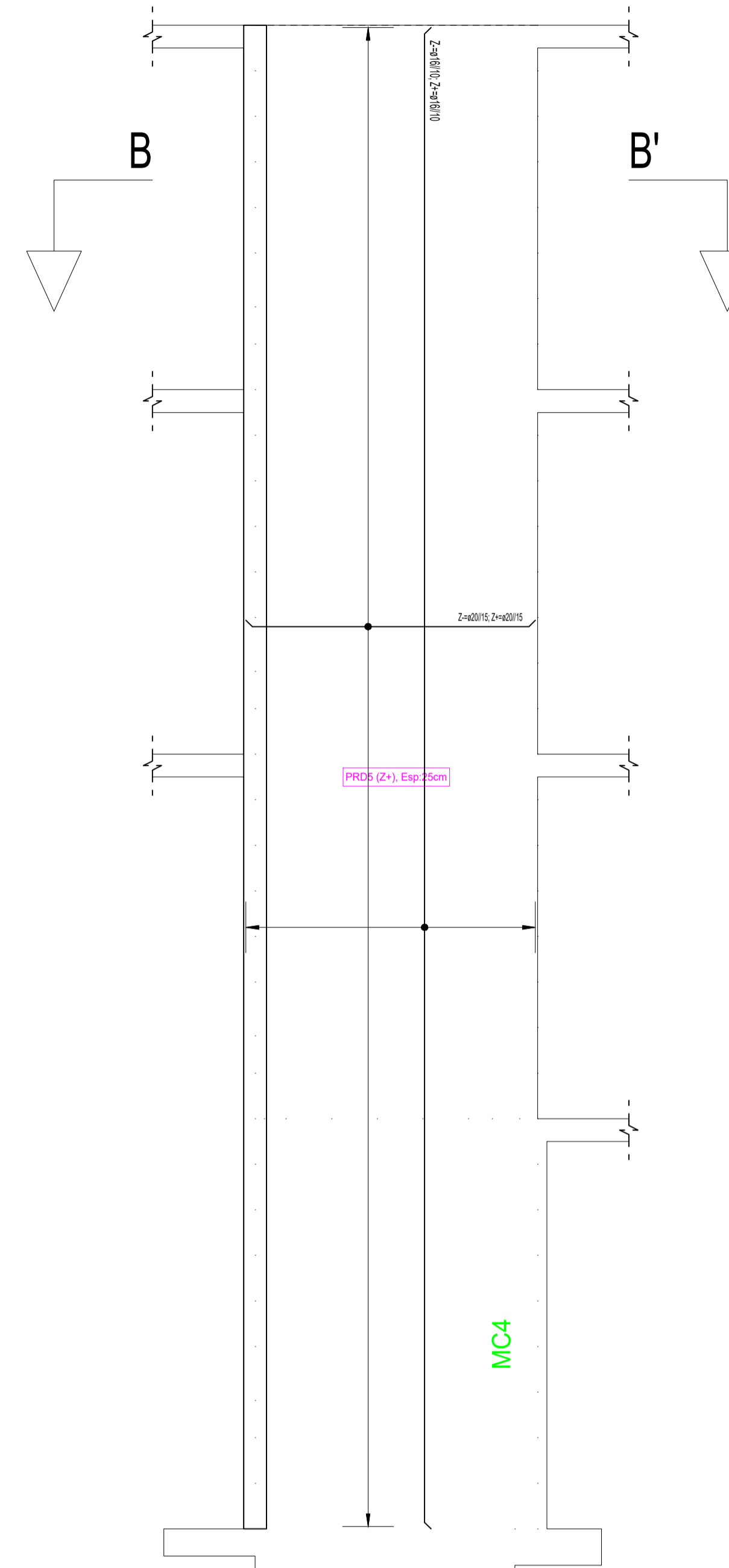
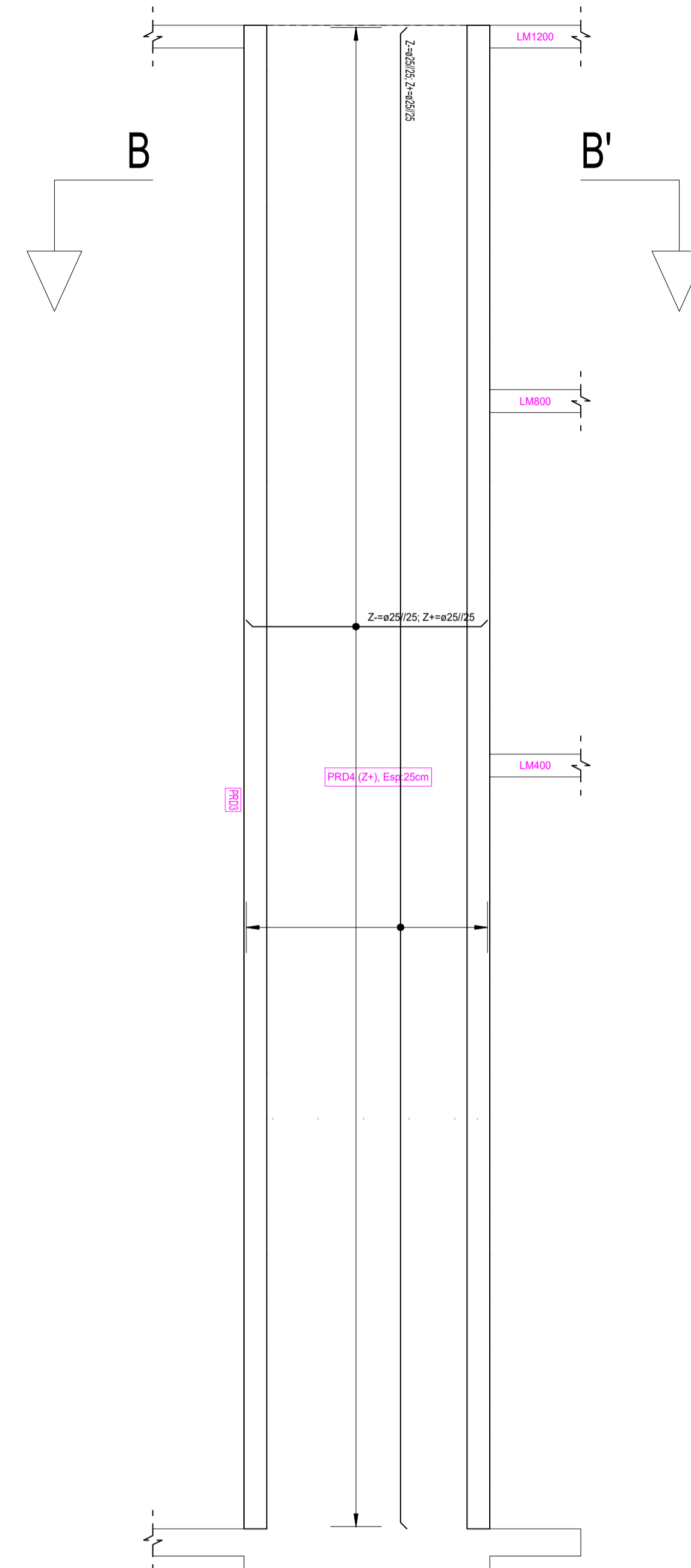
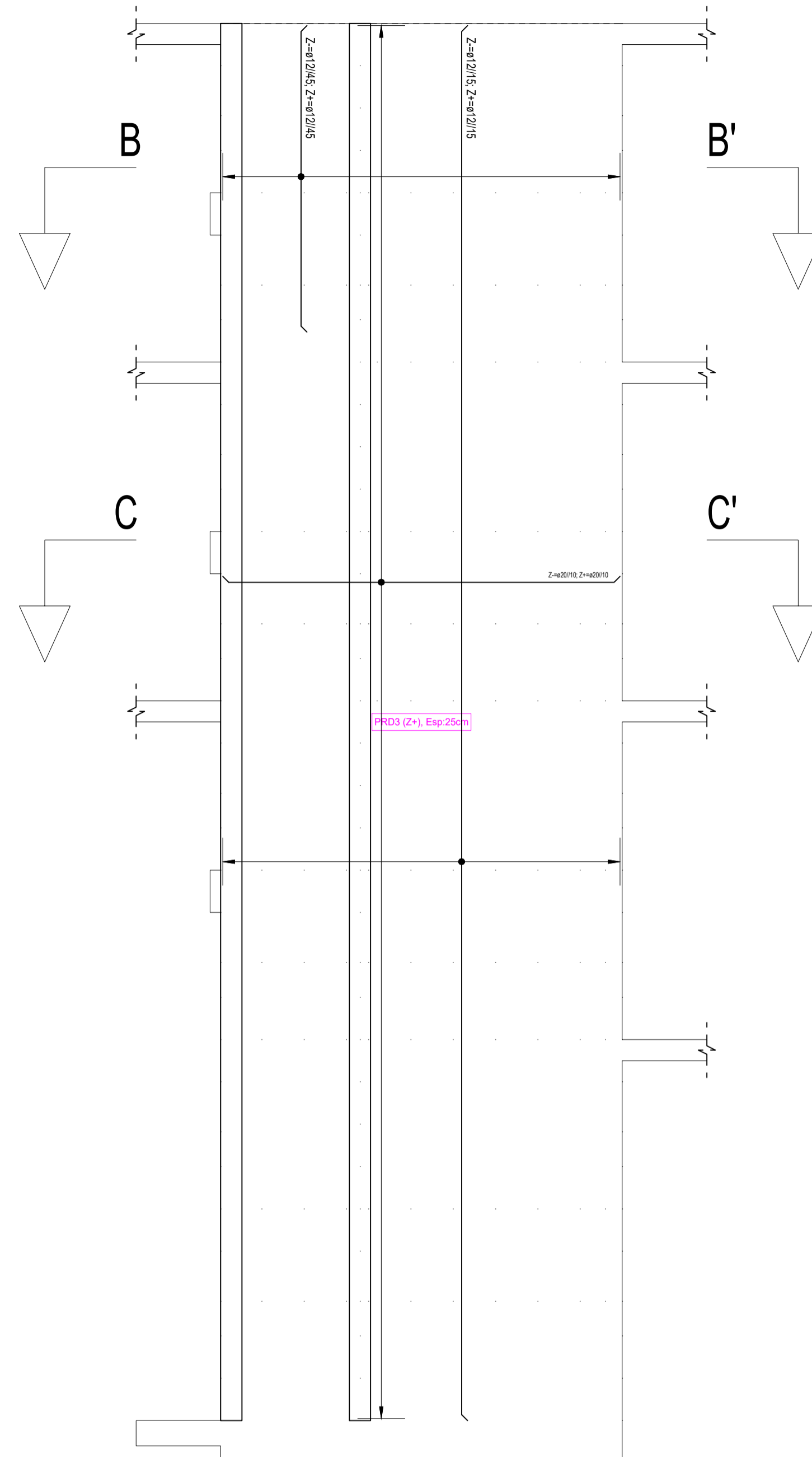
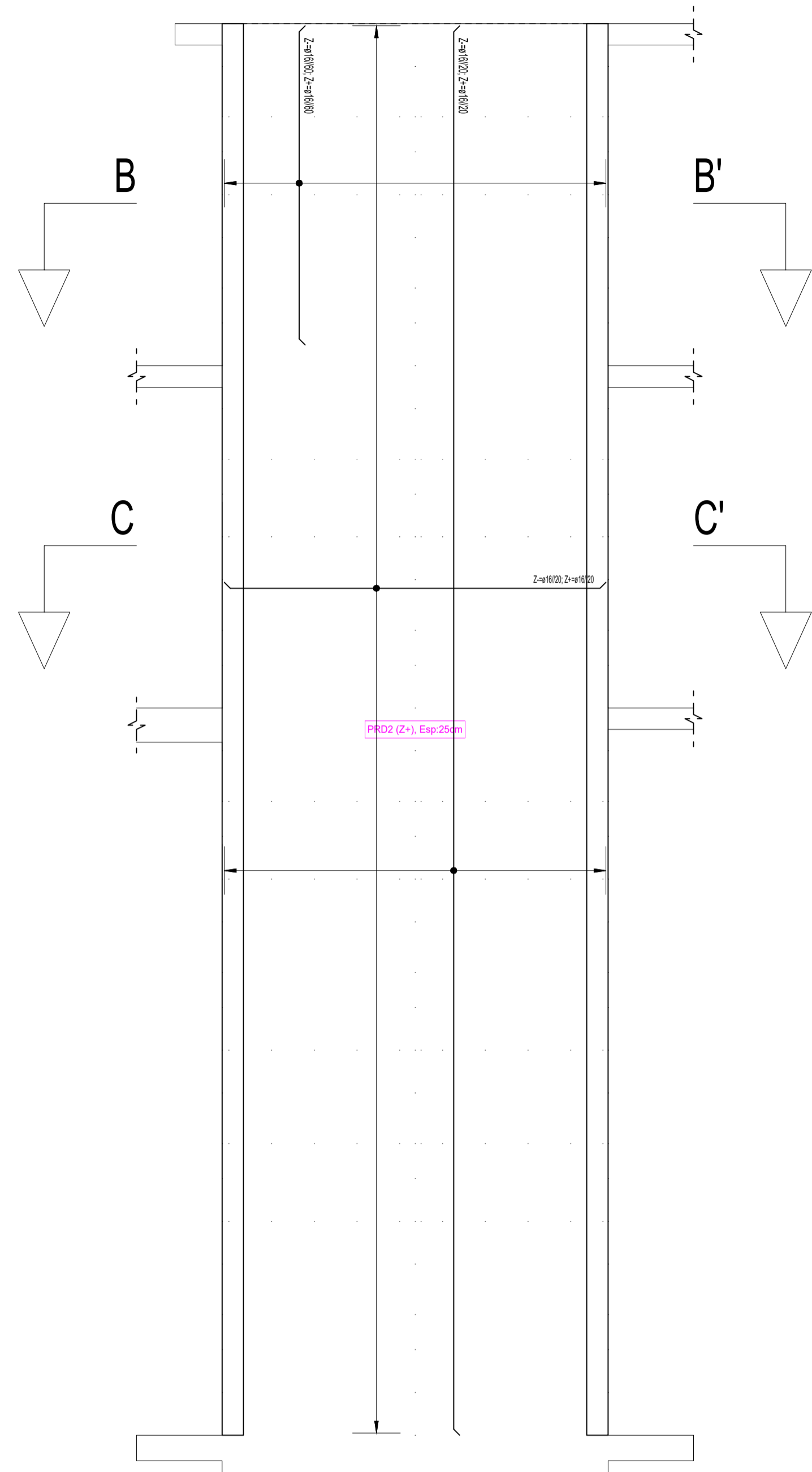
NOTA:
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

MATERIAIS	
ACI - Armaduras ordinárias: A40NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	ARGAMASSAS - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETÃO - Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes	RECOBRIMENTOS - Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 17
Escala: 1/50	Paredes Resistentes	Substituído por nº: ---

PAREDES RESISTENTES - LADO DIREITO

(Esc. 1/50) (Cotas e dimensões em cm)



Reforços no contorno de paredes	
a	PRD2 (-450/1200 cm)
a+b+a	
Horizontal	a16/20 106x20+106
Vertical	a16/20 86x20+86
Esperas	a16/20 116x30+116

Armadura transversal	
	PRD2 (-450/1200 cm)
Horizontal	a6/10
Vertical	---

Reforços no contorno de paredes	
a	PRD3 (-450/1200 cm)
a+b+a	
Horizontal	a20/10 106x20+106
Vertical	a12/15 44x20+44
Esperas	a12/15 74x20+74

Armadura transversal	
	PRD3 (-450/1200 cm)
Horizontal	a6/15
Vertical	a6/10

Reforços no contorno de paredes	
a	PRD4 (-450/1200 cm)
a+b+a	
Horizontal	a25/25 134x20+134
Vertical	a25/25 134x20+134
Esperas	a25/25 164x20+164

Armadura transversal	
	PRD4 (-450/1200 cm)
Horizontal	---
Vertical	---

Reforços no contorno de paredes	
a	PRD5 (-450/1200 cm)
a+b+a	
Horizontal	a20/15 106x20+106
Vertical	a16/10 86x20+86
Esperas	a16/10 116x30+116

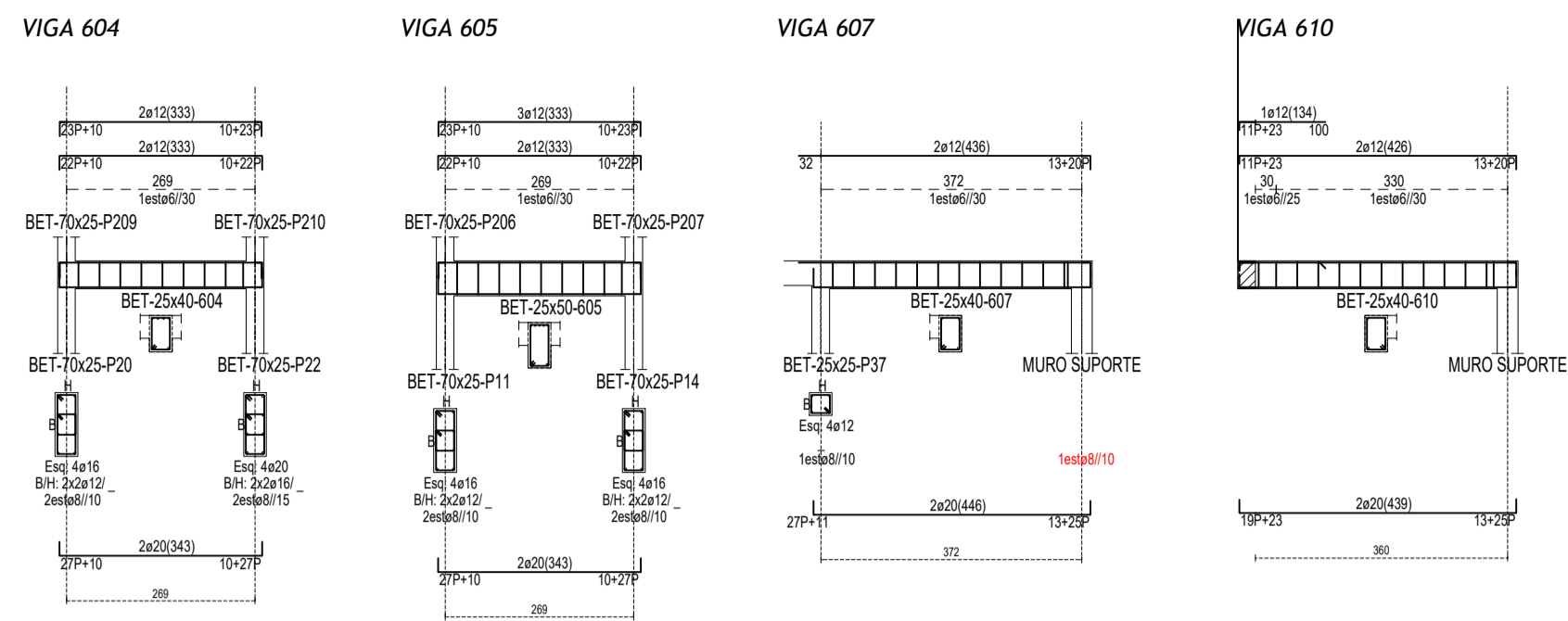
Armadura transversal	
	PRD5 (-450/1200 cm)
Horizontal	a10/10
Vertical	a10/15

MATERIAIS			
ACD	ARGAMASSAS		
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento		
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)			
BETÃO	RECOBRIMENTOS		
- Fundações, Linéio de Fundação	C20/25	- Fundações, Linéio de Fundação	5,0 cm
- Muros de Cave	C20/25	- Muros de Cave	5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.	C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes	7,5 cm
- Lajes	C30/37		

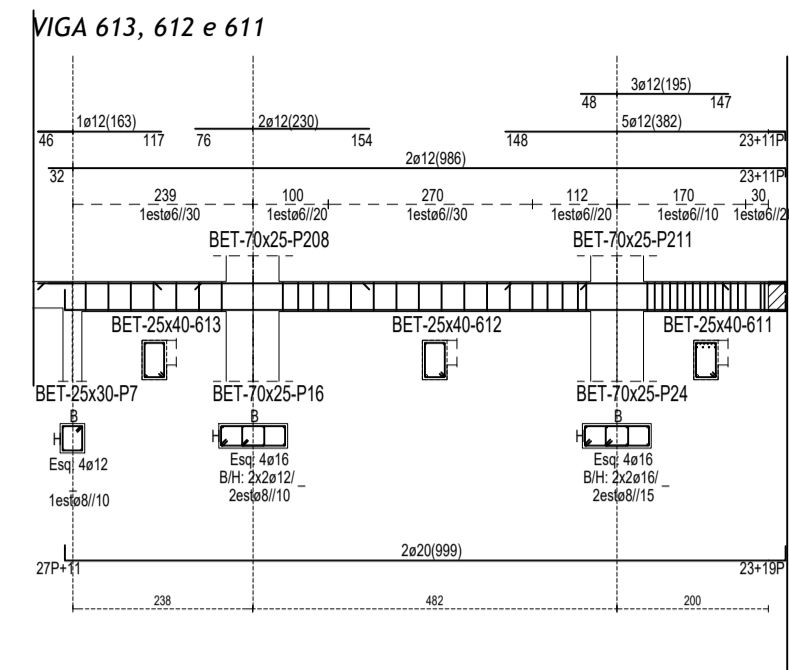
NOTA:
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 18	
Escala: 1/50	Paredes Resistentes		A1 (841x594)
		Substituído por nº: _____	

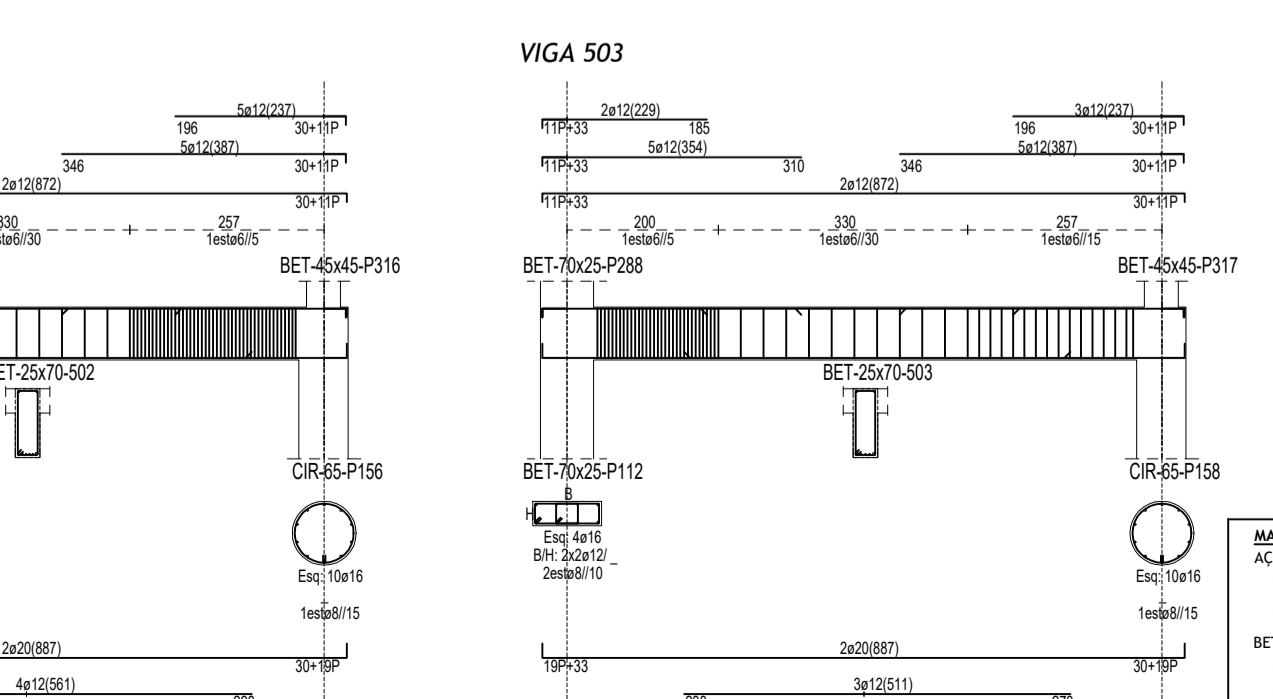
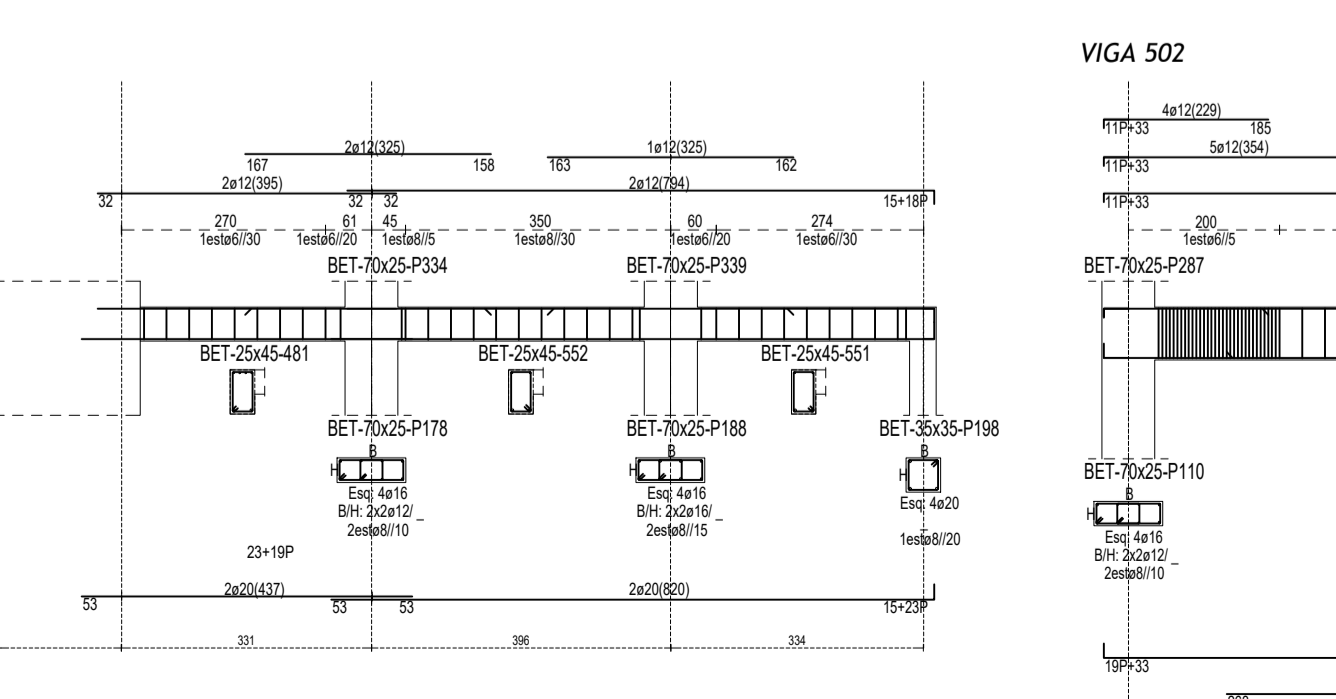
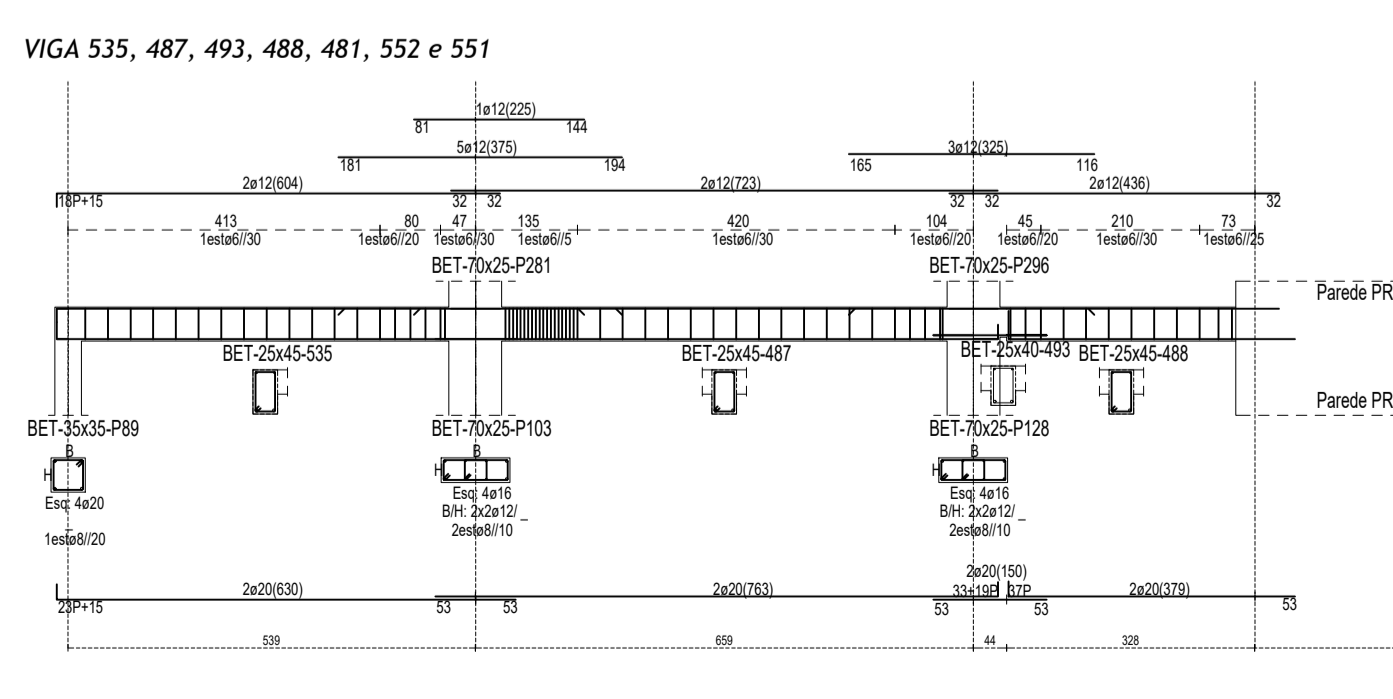
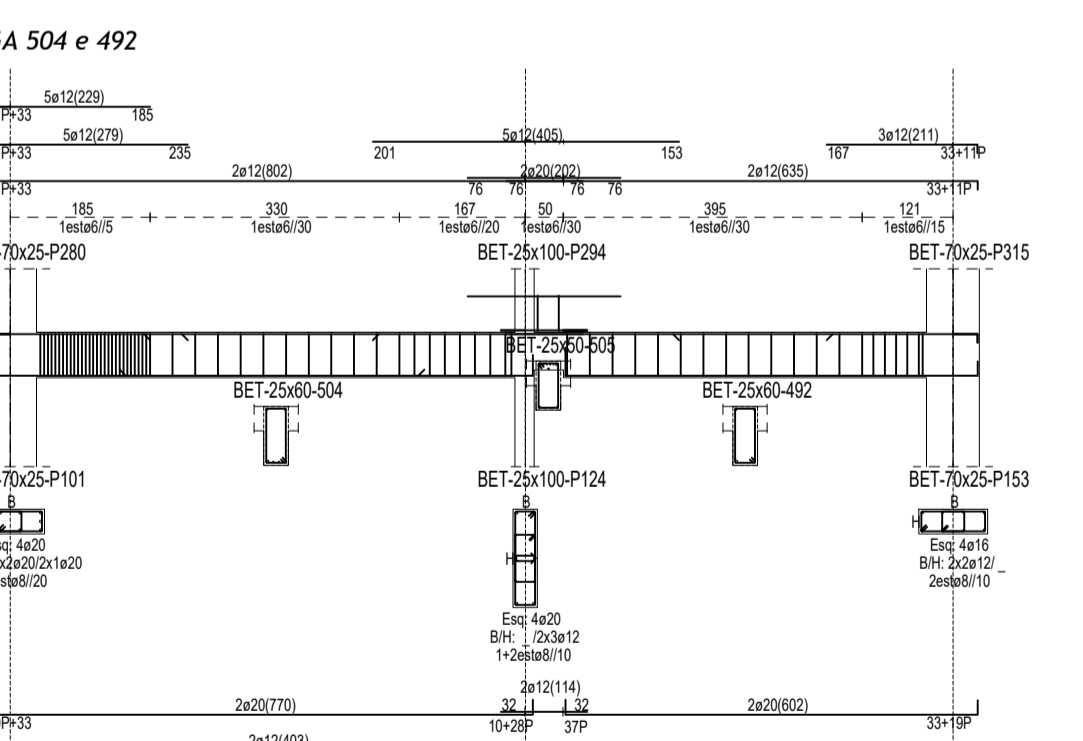
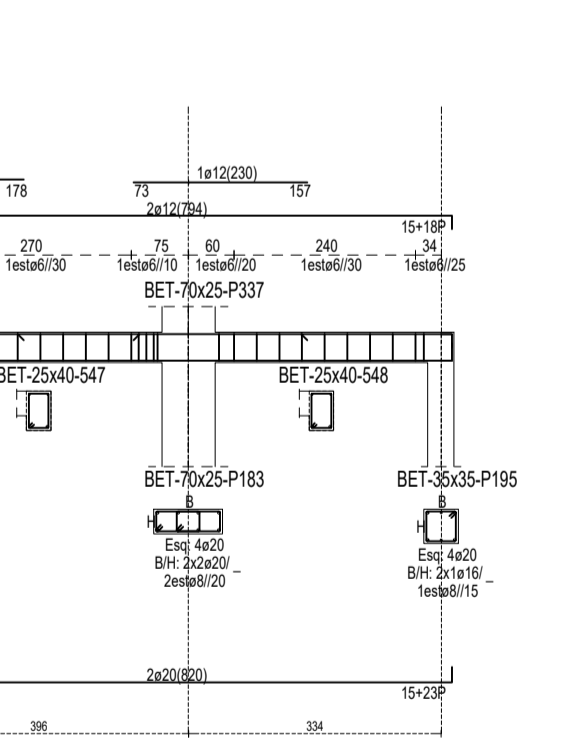
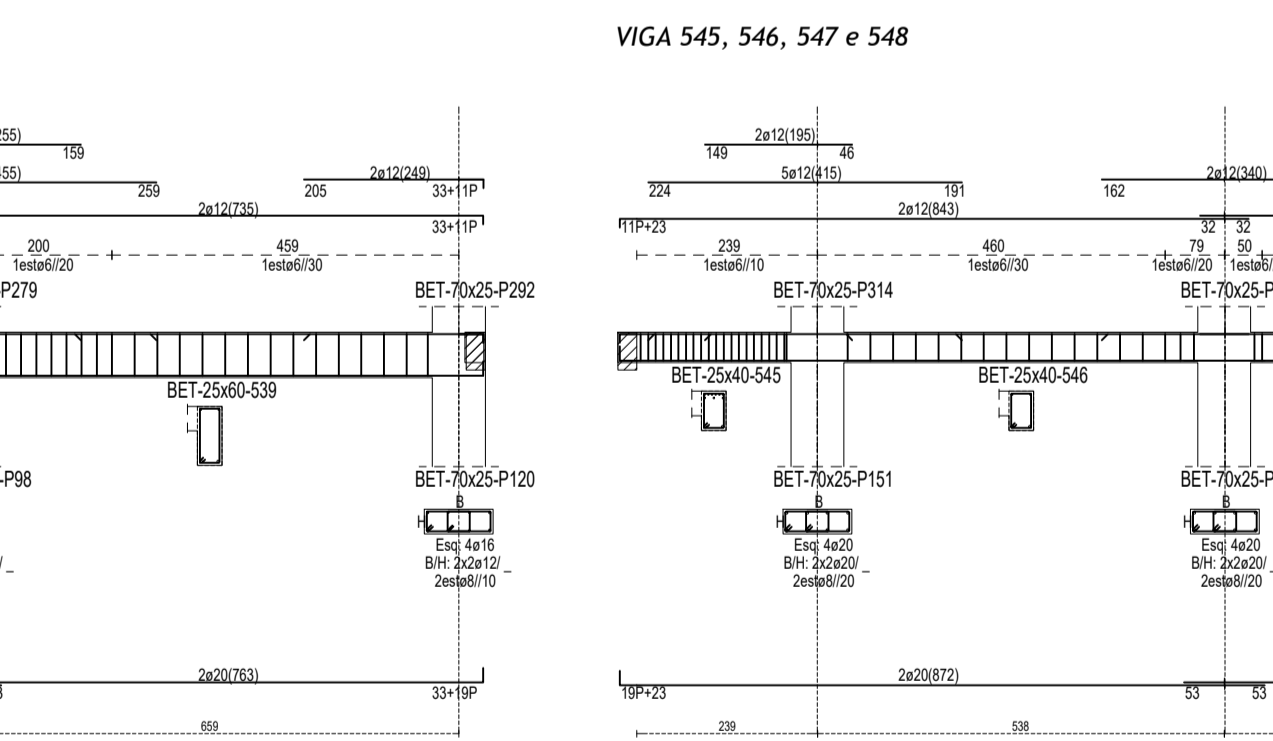
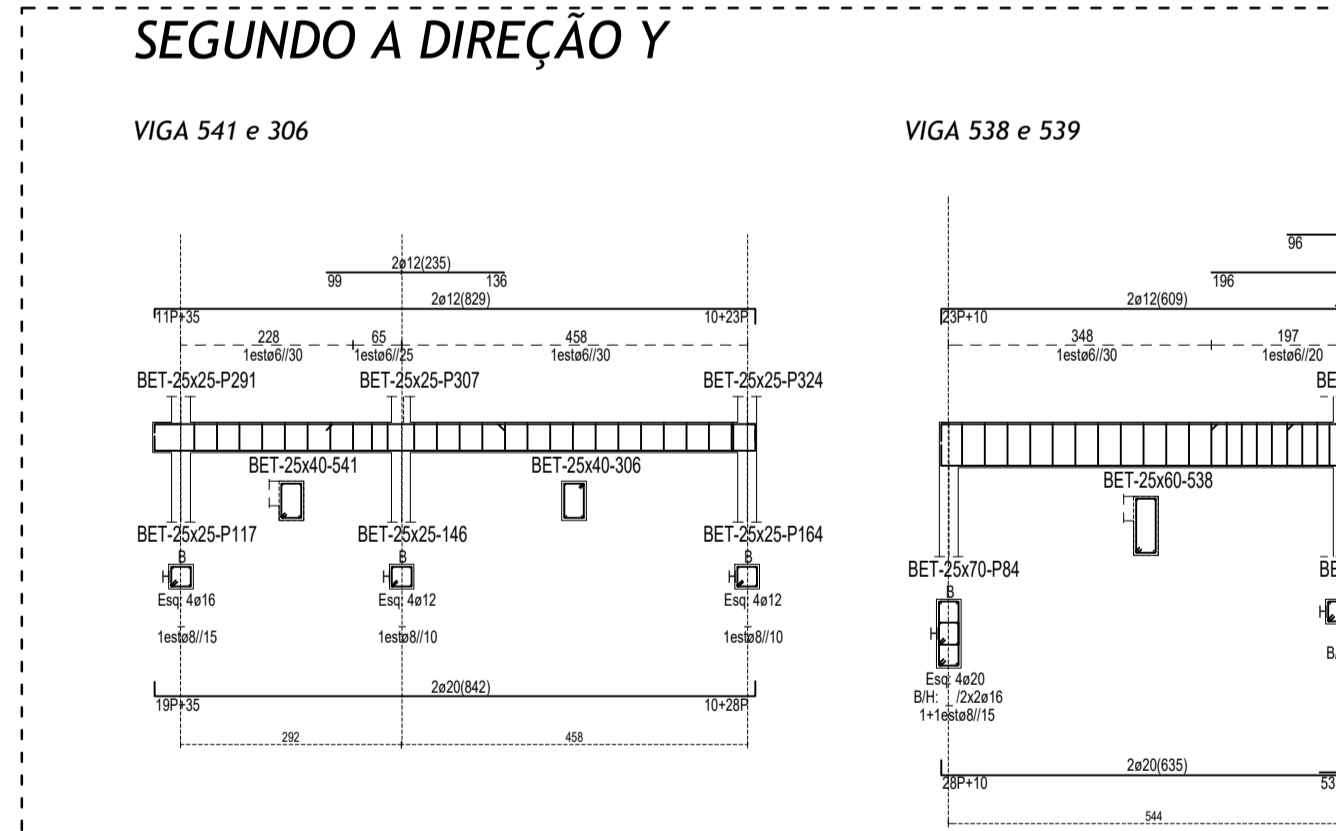
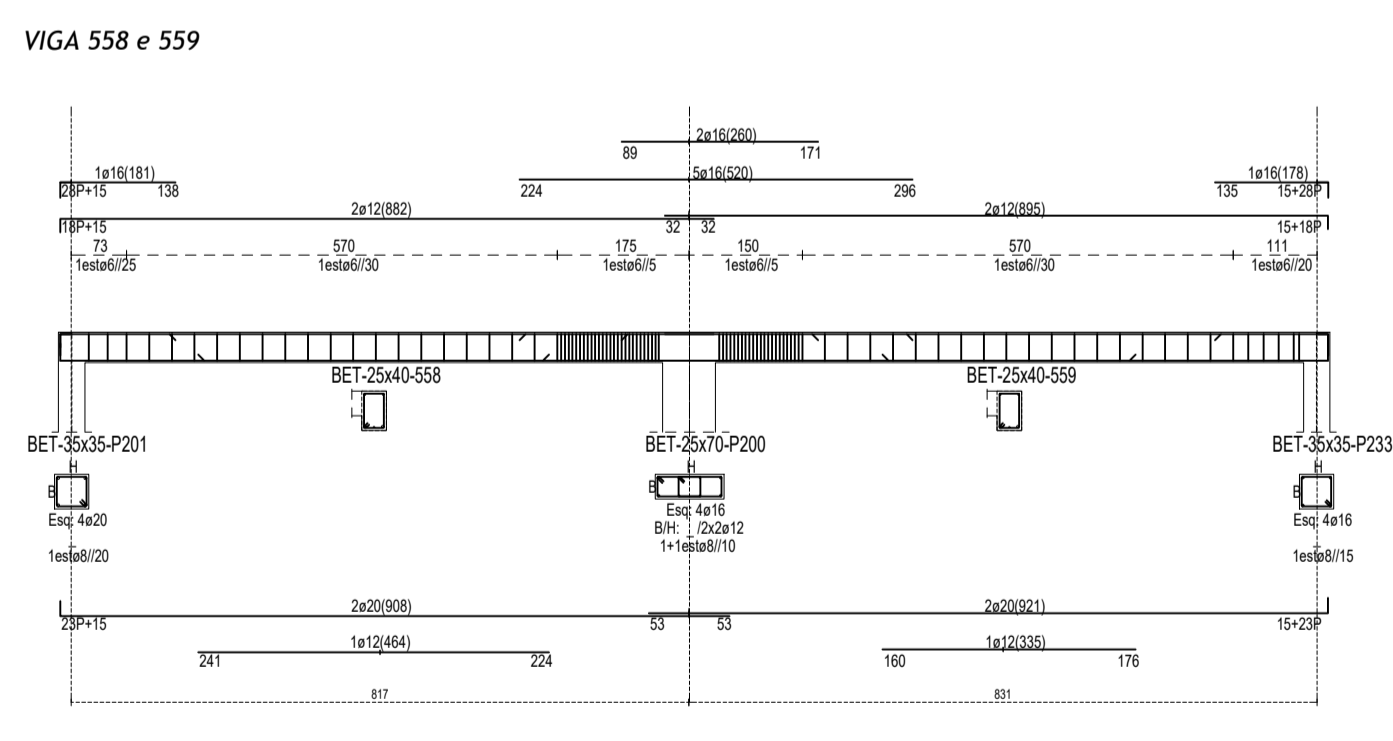
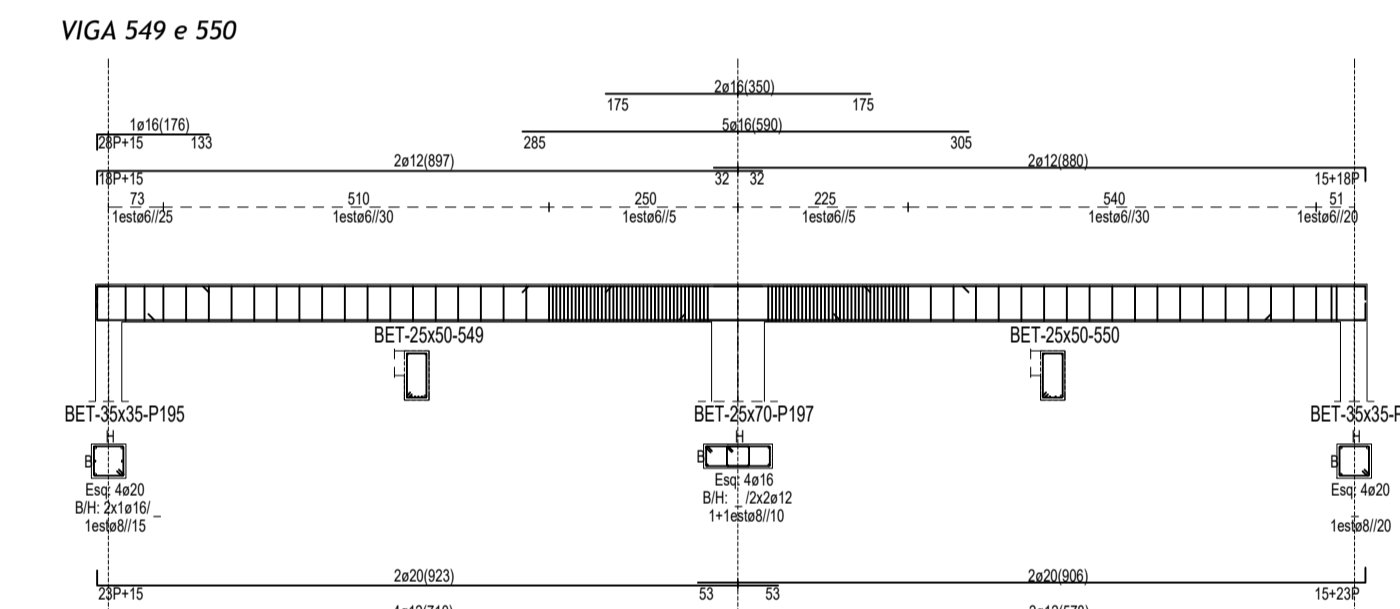
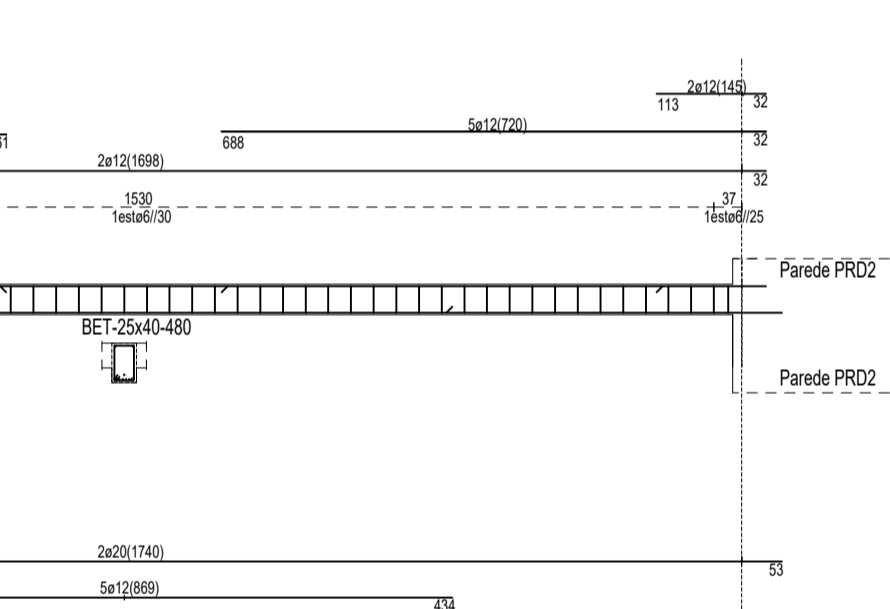
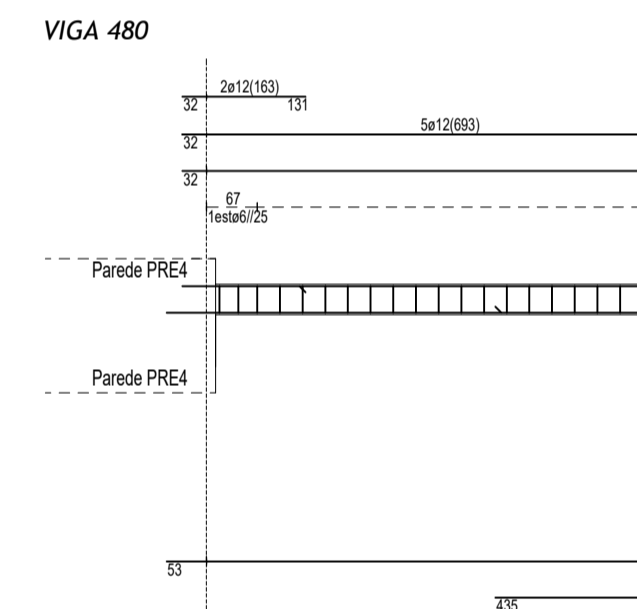
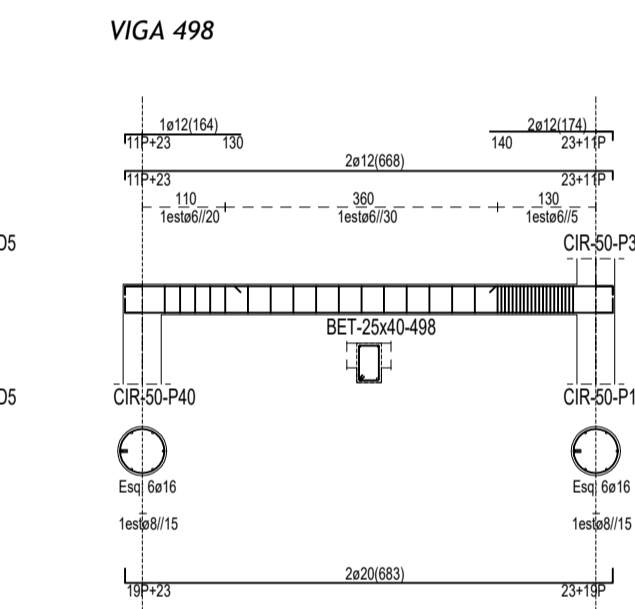
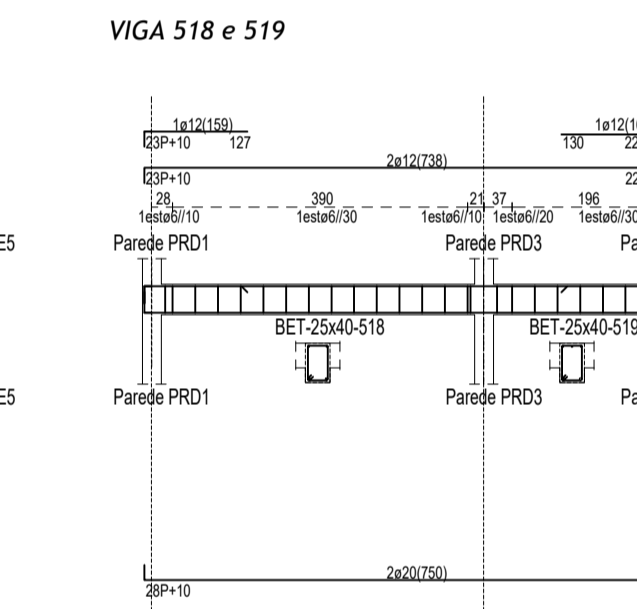
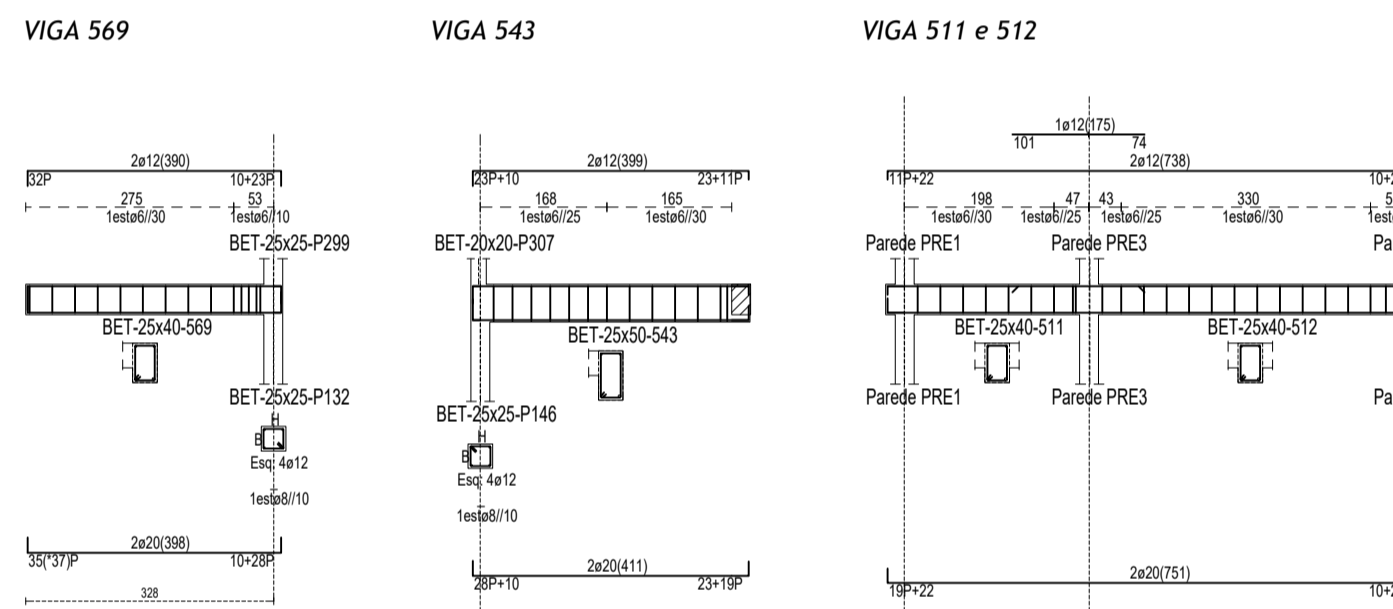
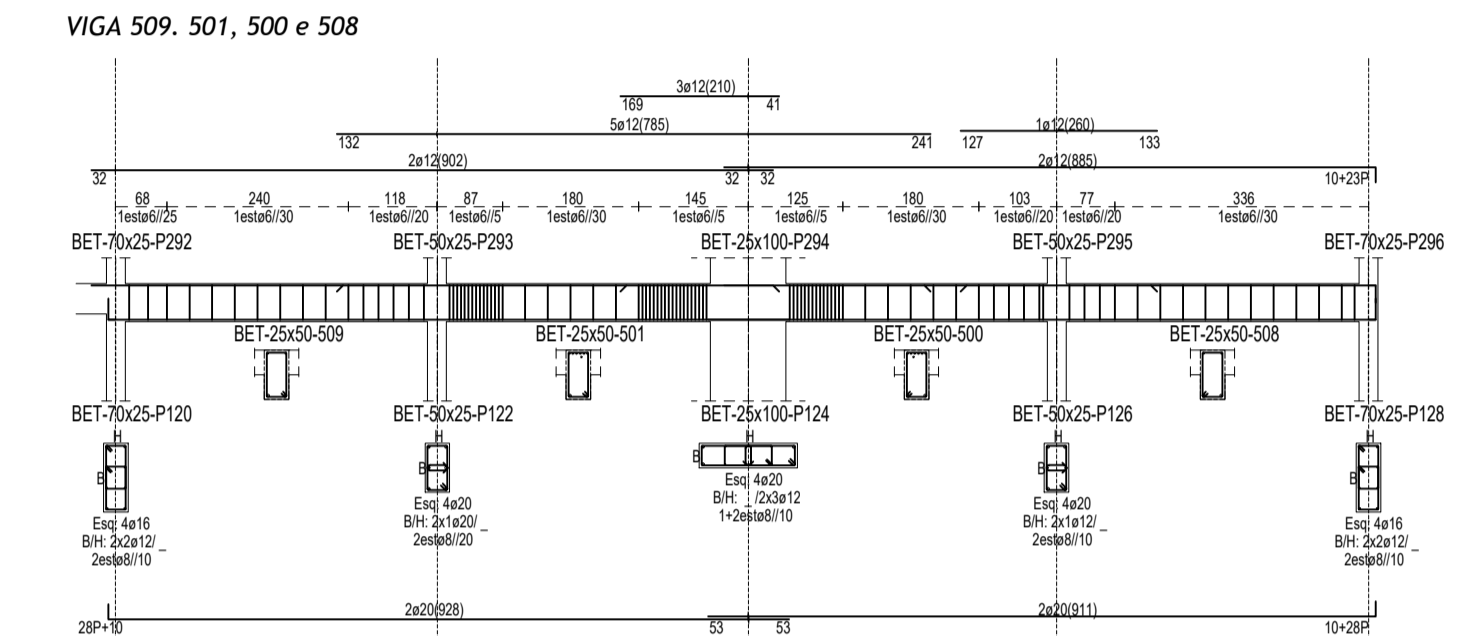
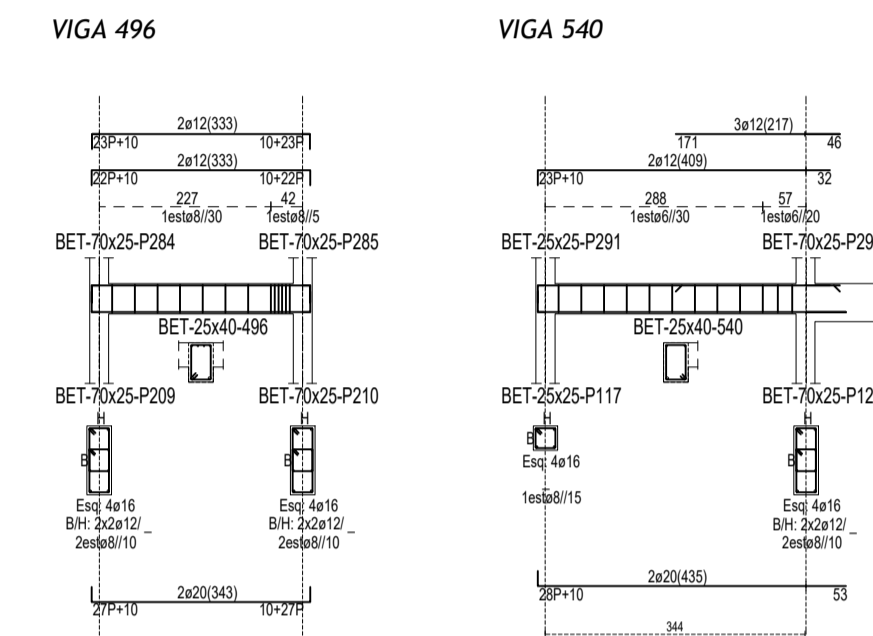
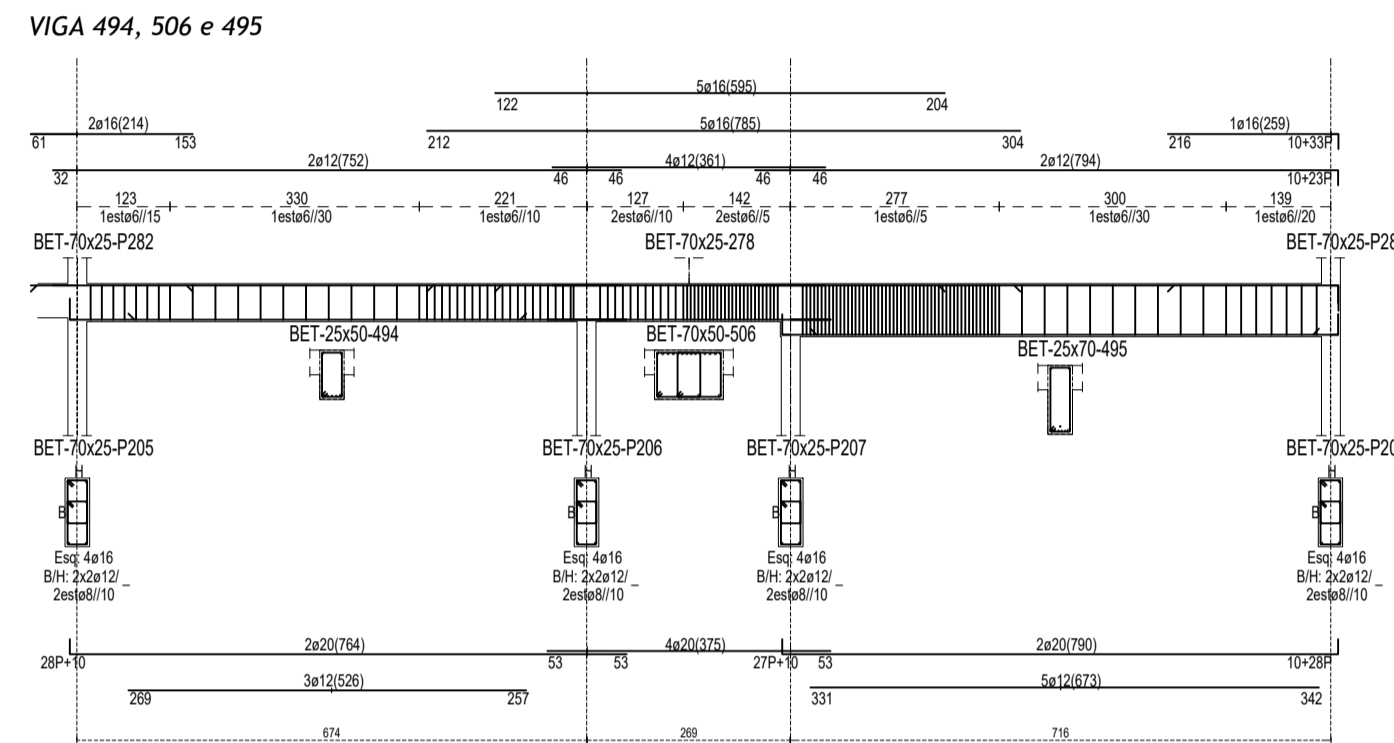
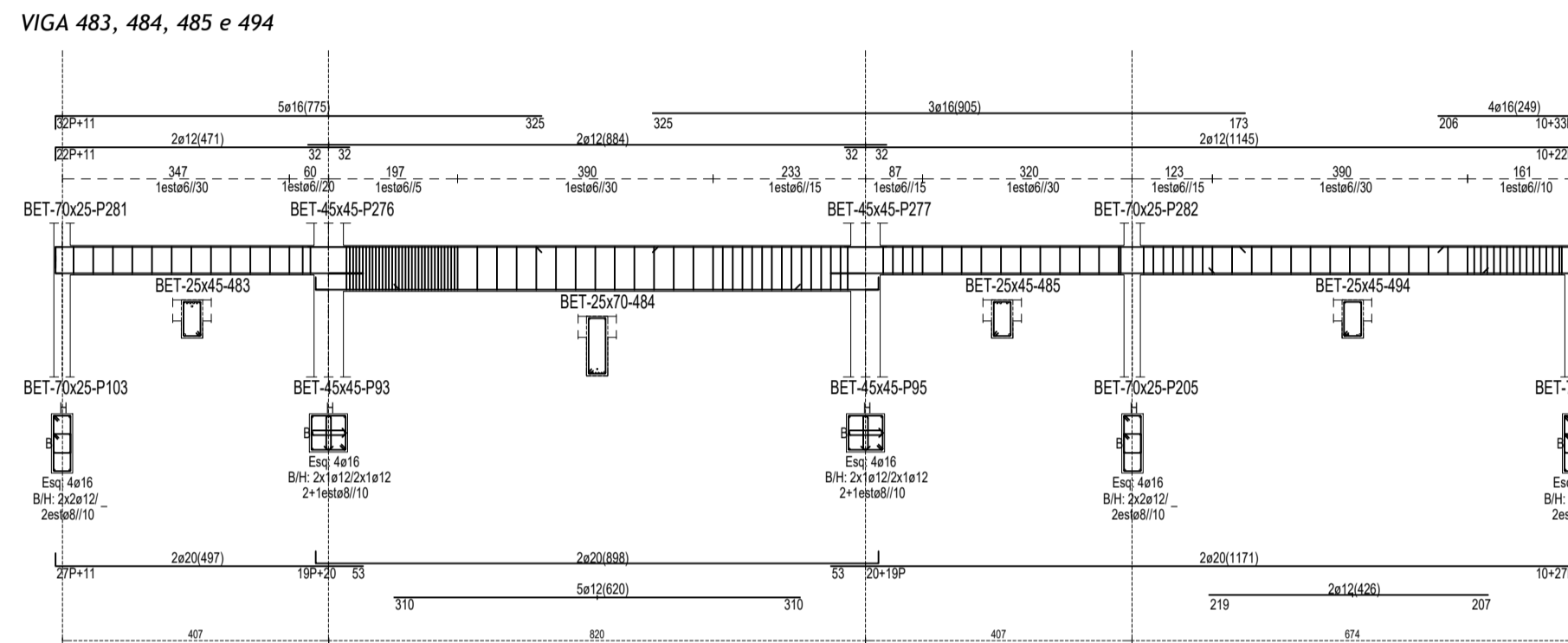
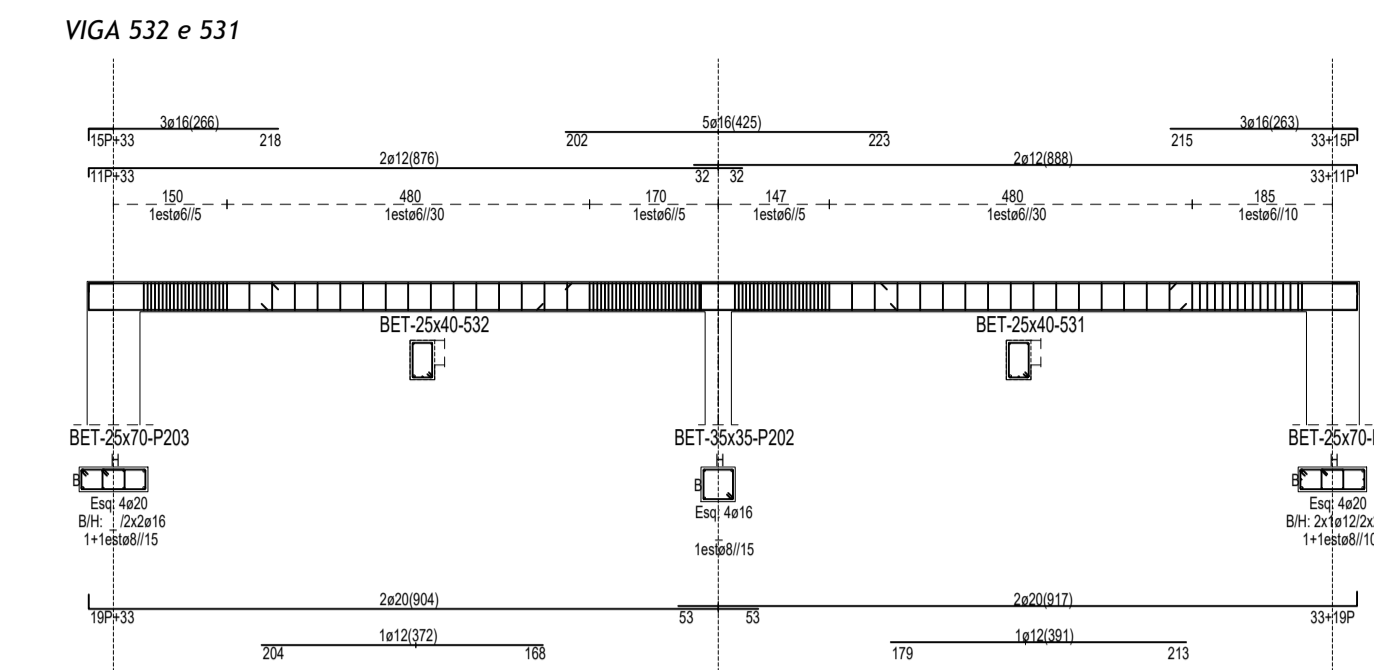
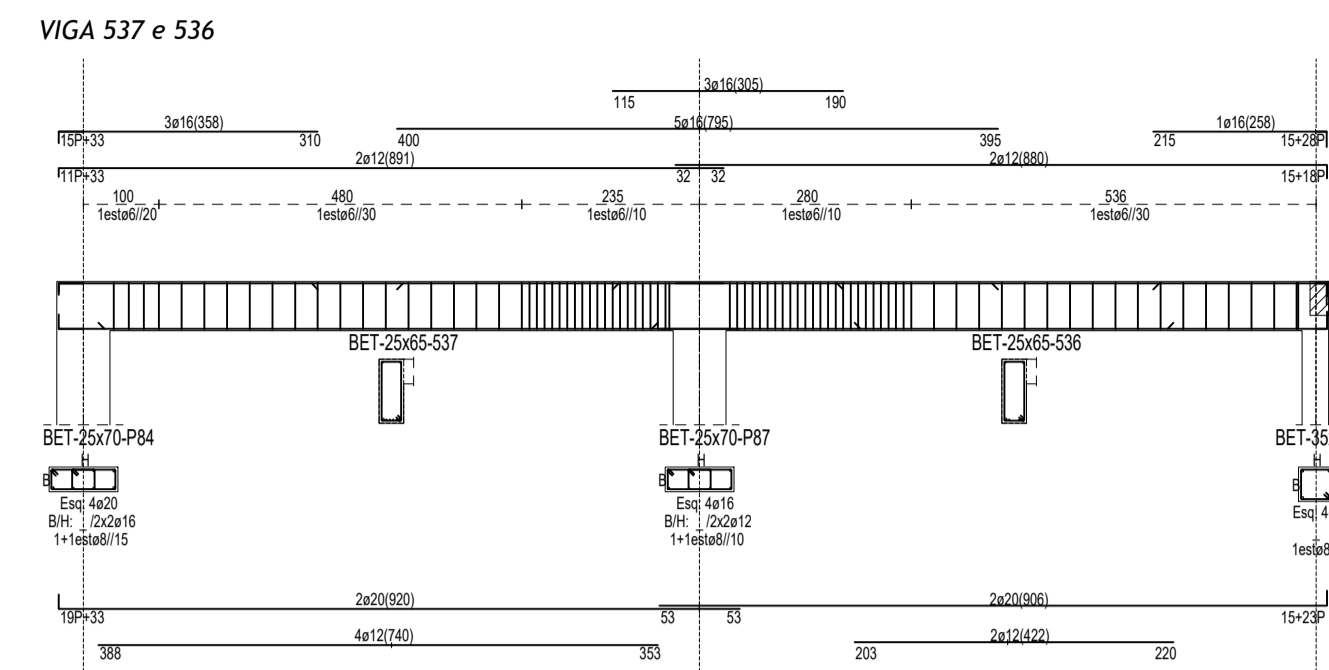
SEGUNDO A DIREÇÃO X



SEGUNDO A DIREÇÃO Y



SEGUNDO A DIREÇÃO X



NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetônicos.
 3. P., Pilar

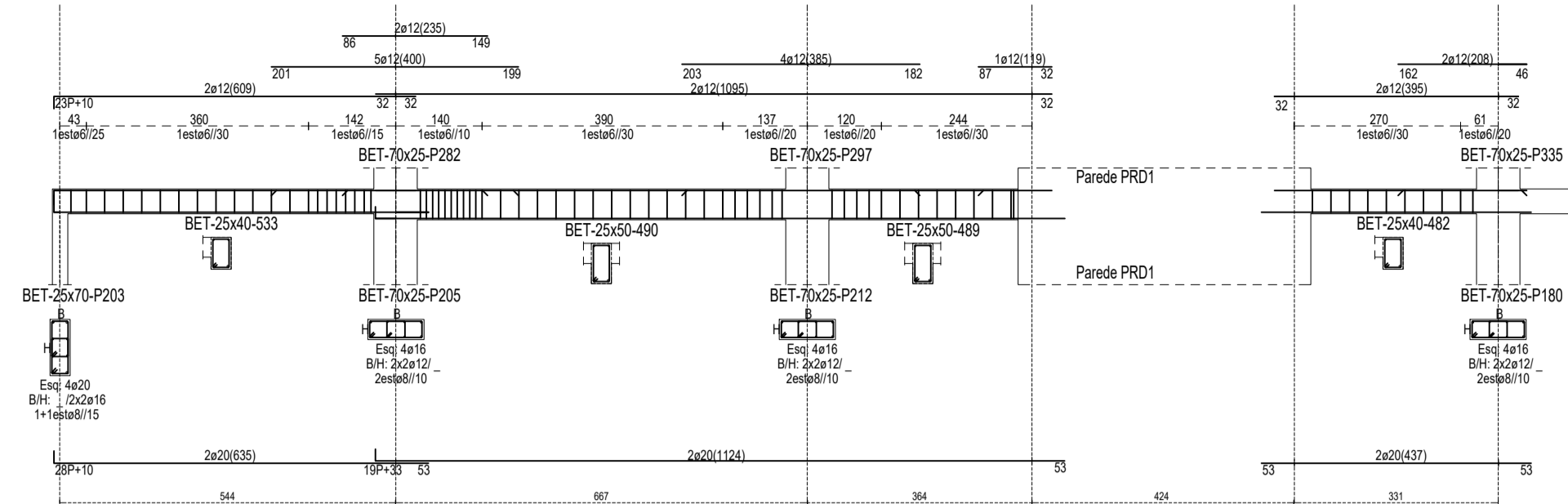
- MATERIAIS**
- ACAO - Armaduras ordinárias: A40NR
 - AC40 - Armaduras ordinárias: A500NR (LARES)
- BETÃO**
- Fundações, Laje de Fundação: C30/35
 - Muros de Cave: C20/25
 - Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37
 - Lajes: C30/37
- ARGAMASSAS**
- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria, 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- RECOMENDADOS**
- Fundações, Laje de Fundação: 5,0 cm
 - Muros de Cave: 5,0 cm
 - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Disciplina: Estabilidade do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Número: 19	
Escala: 1/100		Substituído por nº: A1 (841x94)	
Vigas			

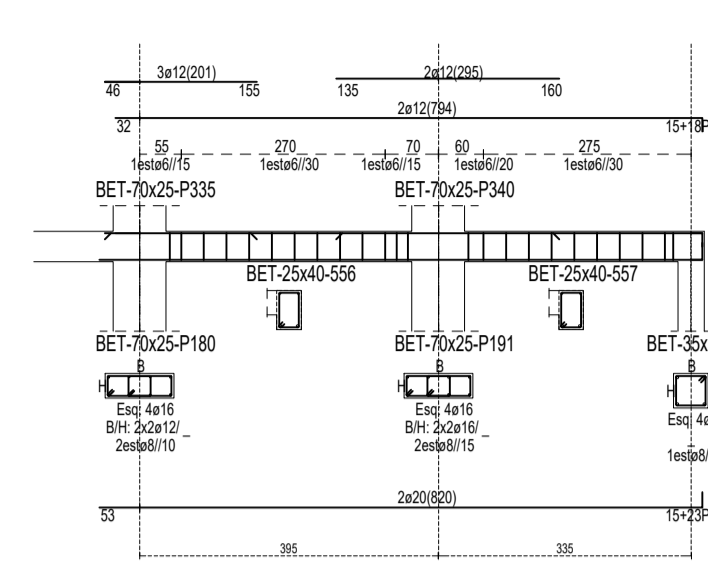
VIGAS - COTA 400 (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

SEGUNDO A DIREÇÃO Y

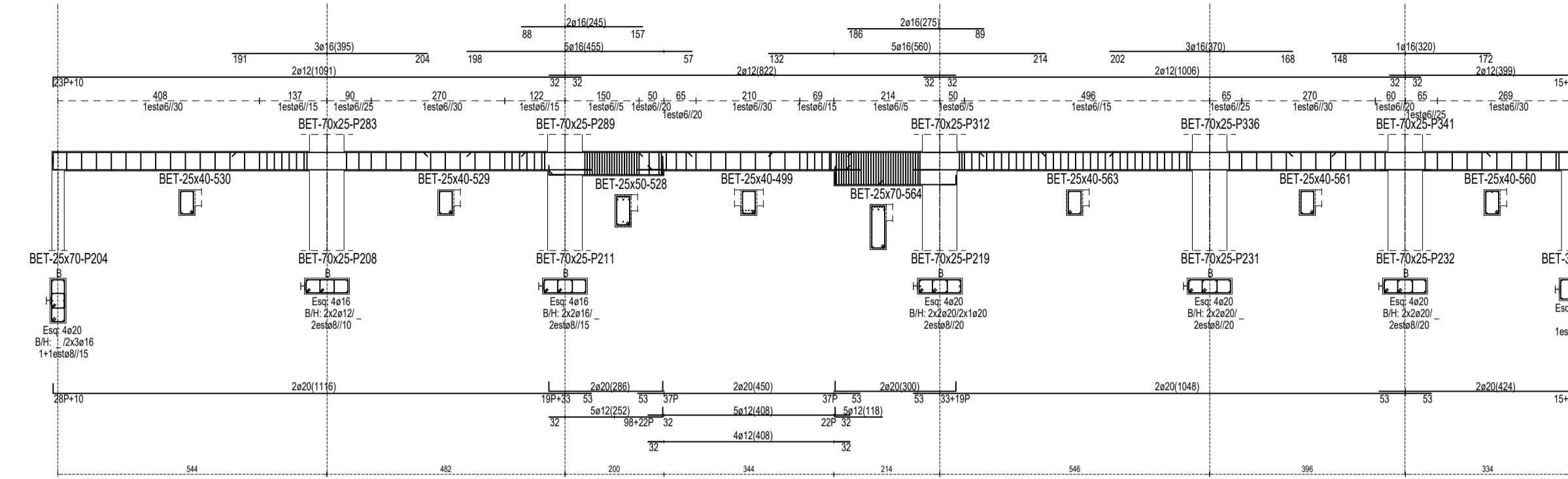
VIGA 533, 490, 489 e 482



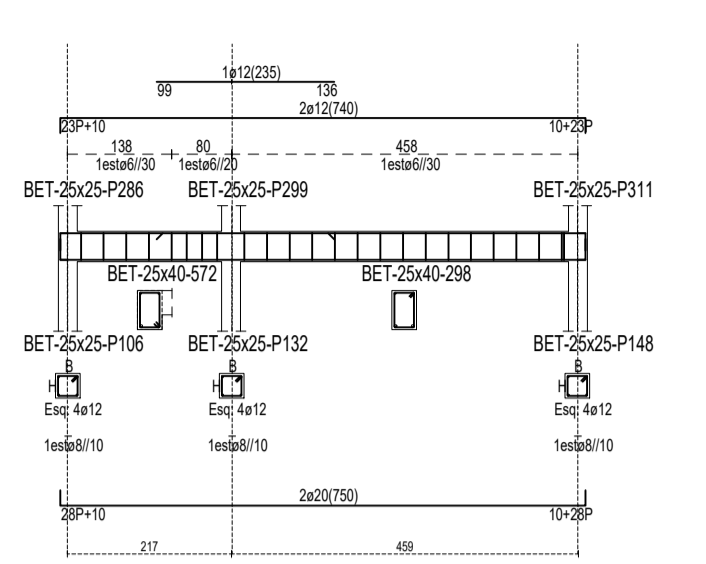
VIGA 556 e 557



VIGA 530, 529, 528, 499, 564, 563, 561 e 560



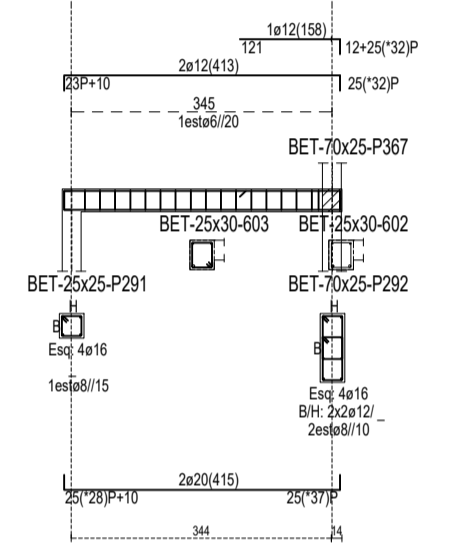
VIGA 572 e 298



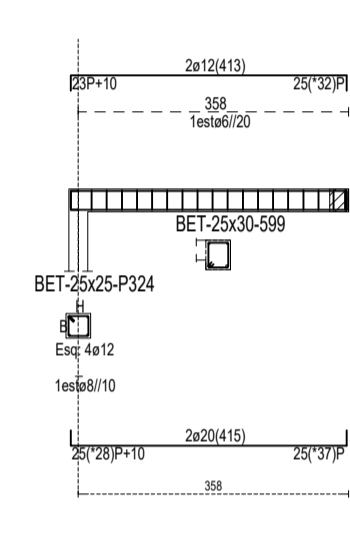
VIGAS - COTA 682 (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

SEGUNDO A DIREÇÃO X

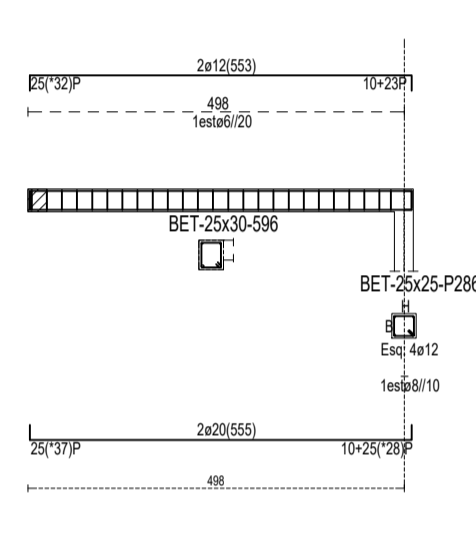
VIGA 603 e 602



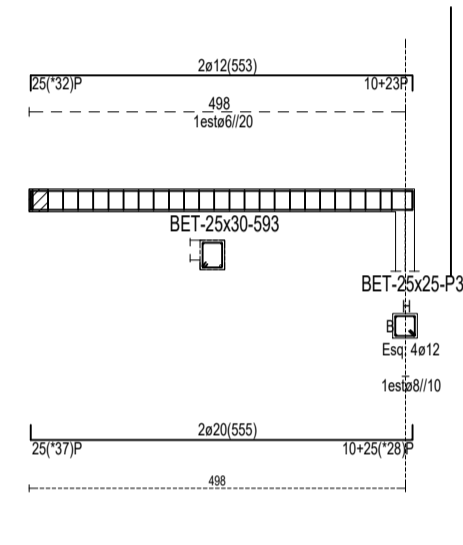
VIGA 599



VIGA 596

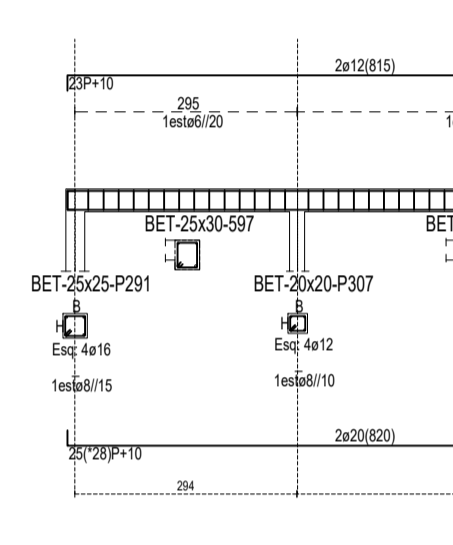


VIGA 593

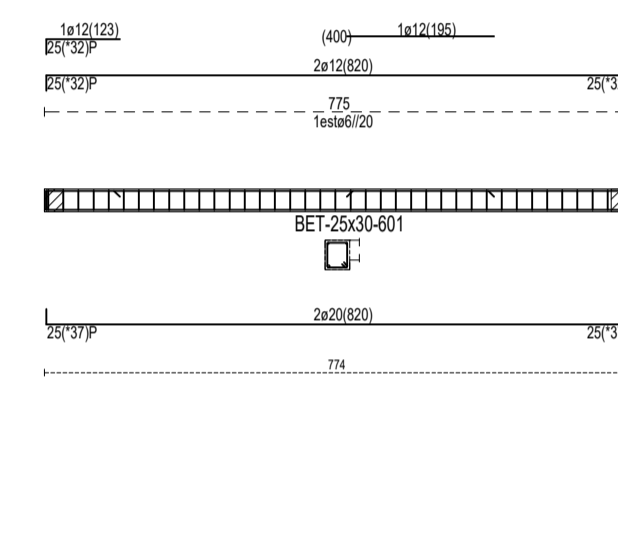


SEGUNDO A DIREÇÃO Y

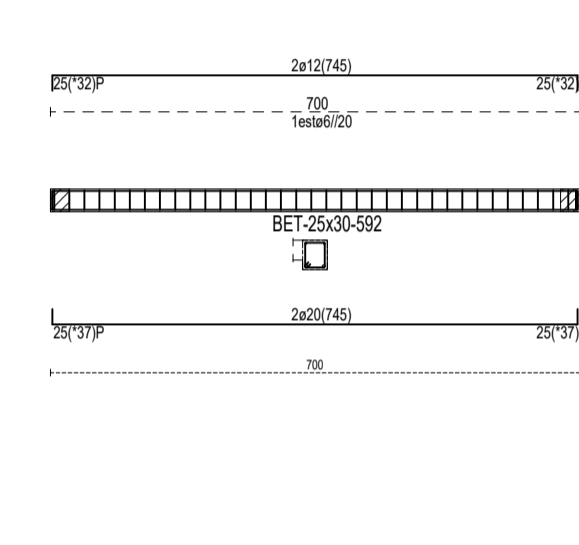
VIGA 597e 598



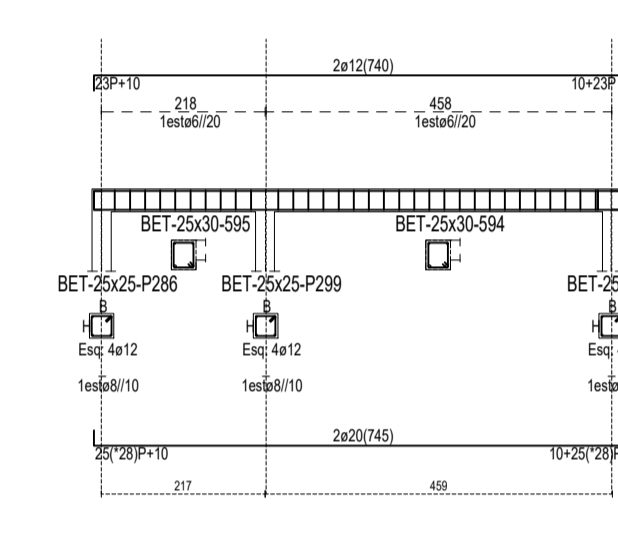
VIGA 601



VIGA 592



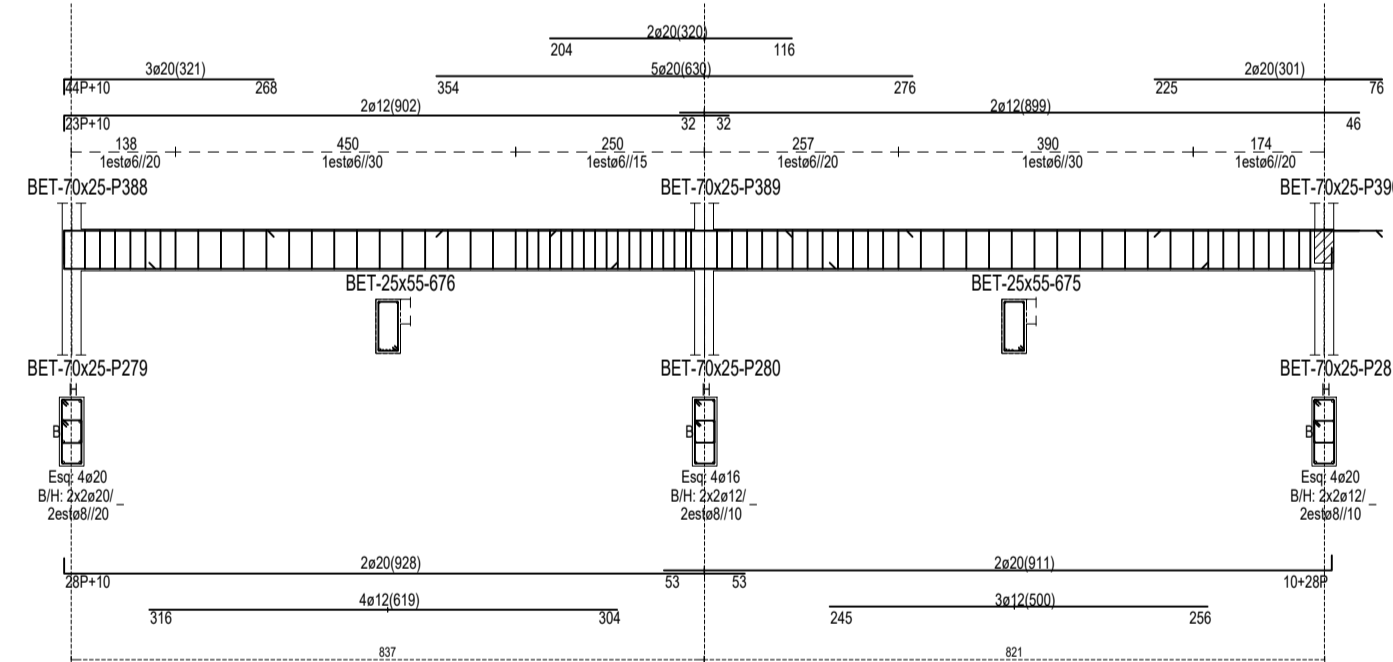
VIGA 595 e 594



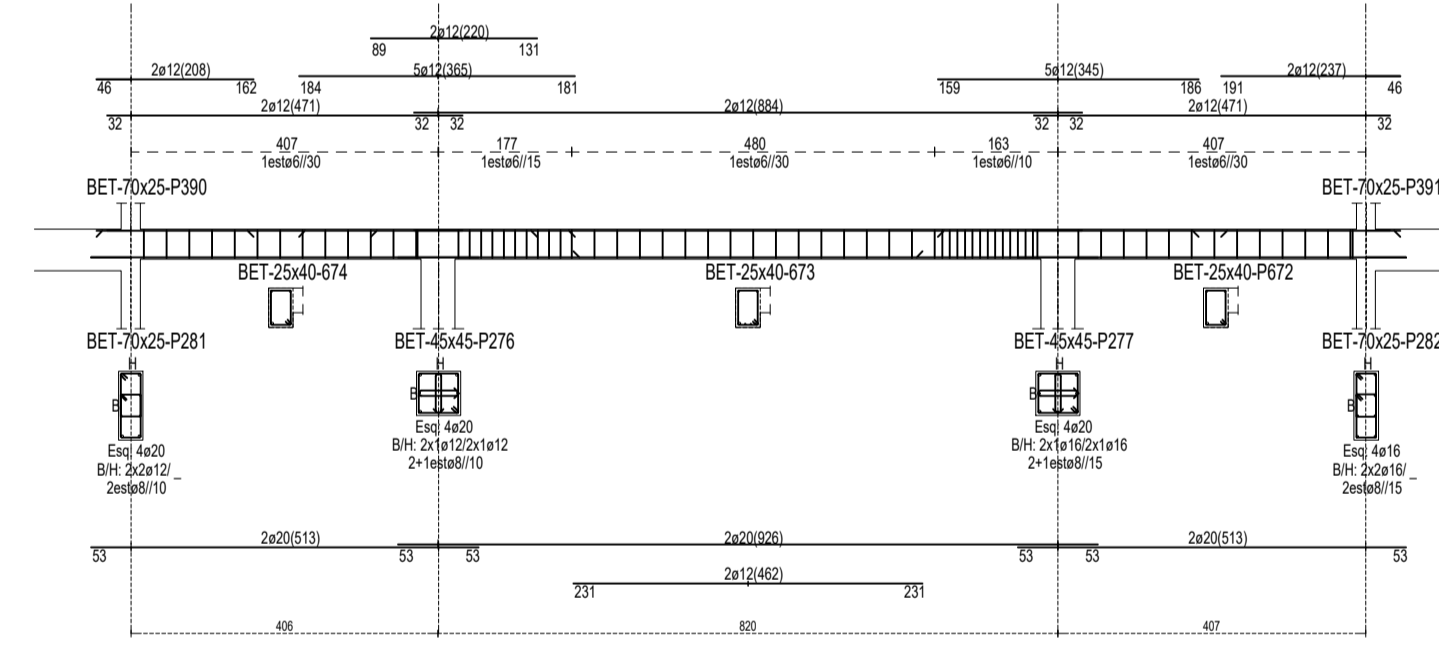
VIGAS - COTA 800 (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

SEGUNDO A DIREÇÃO X

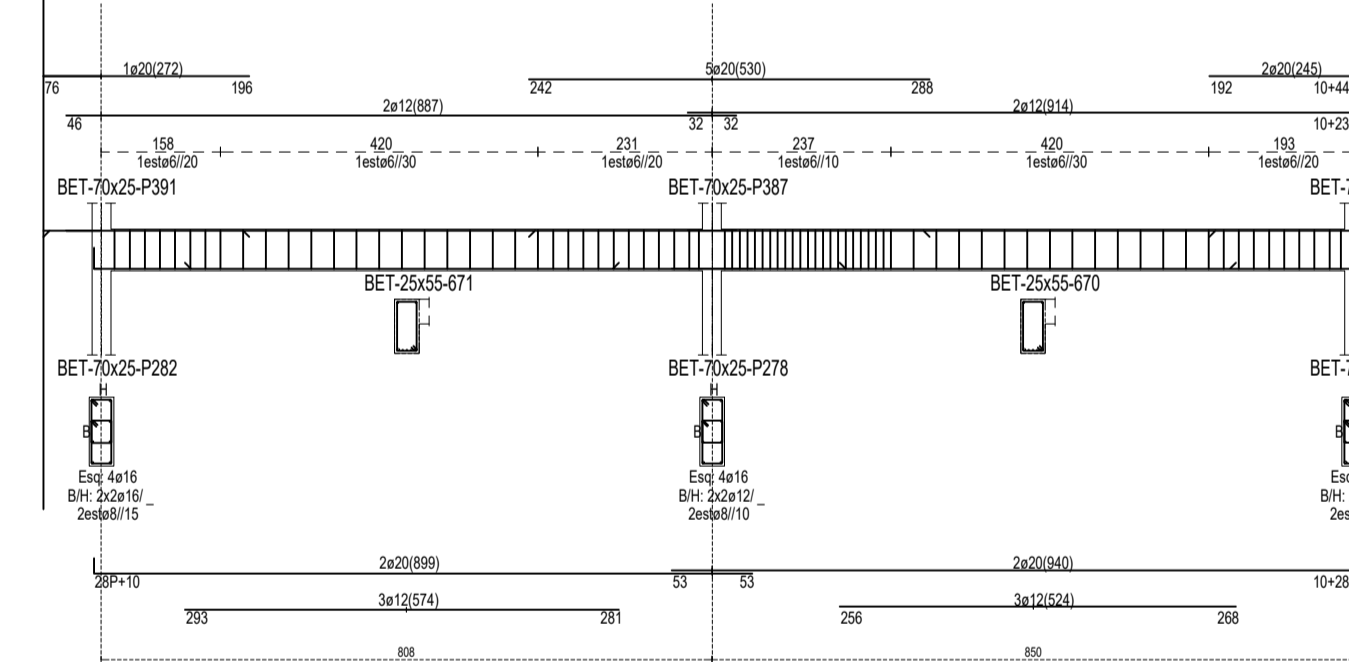
VIGA 676 e 675



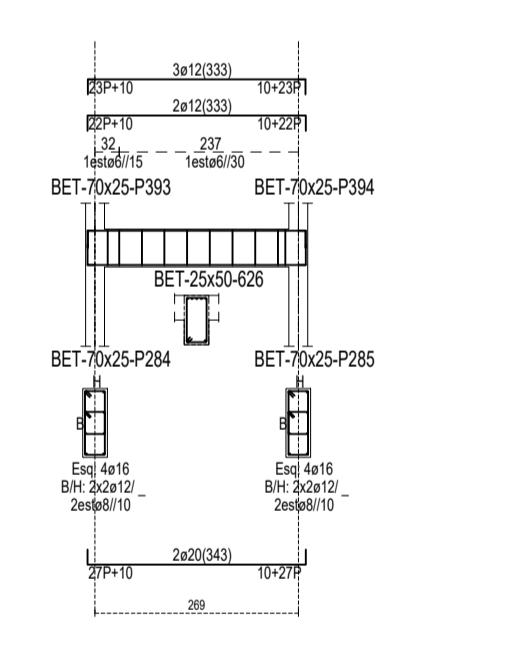
VIGA 674, 673 e 672



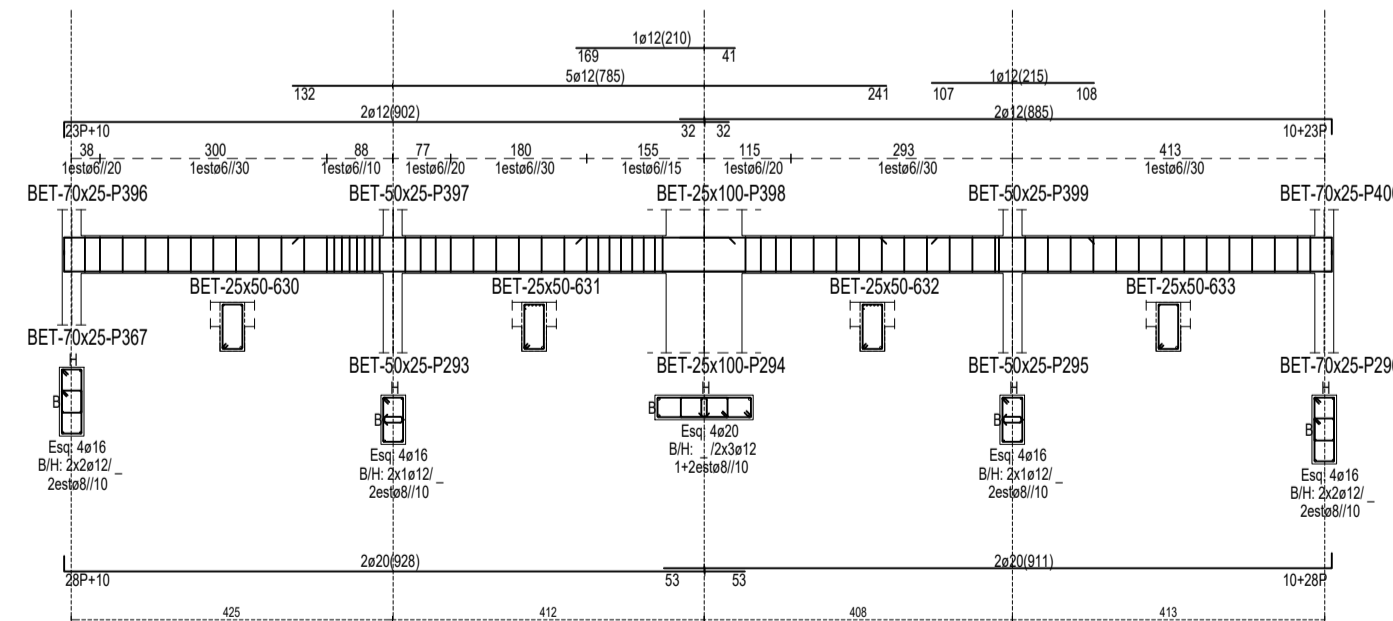
VIGA 671, 670



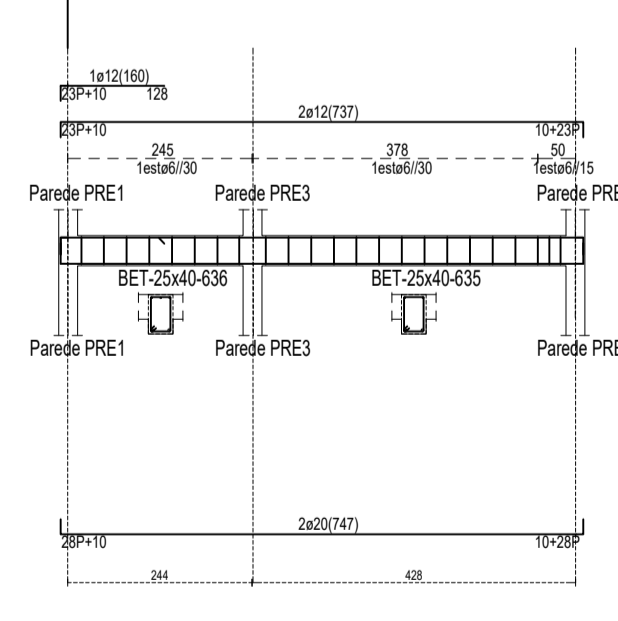
VIGA 626



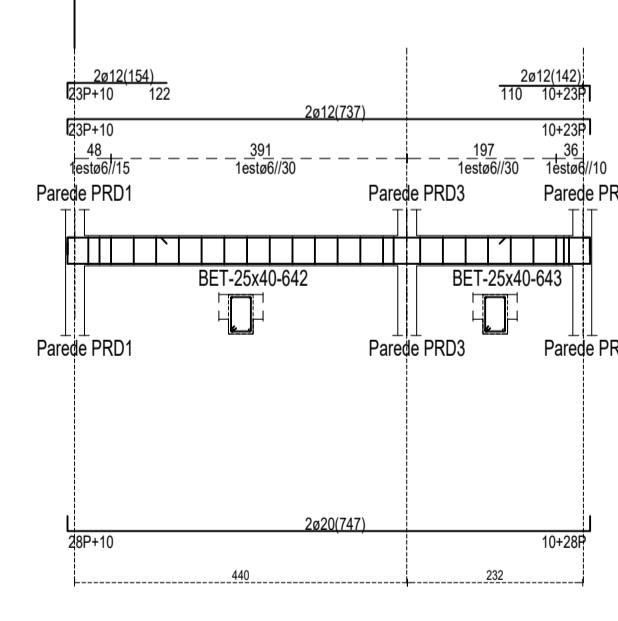
VIGA 630, 631, 632 e 633



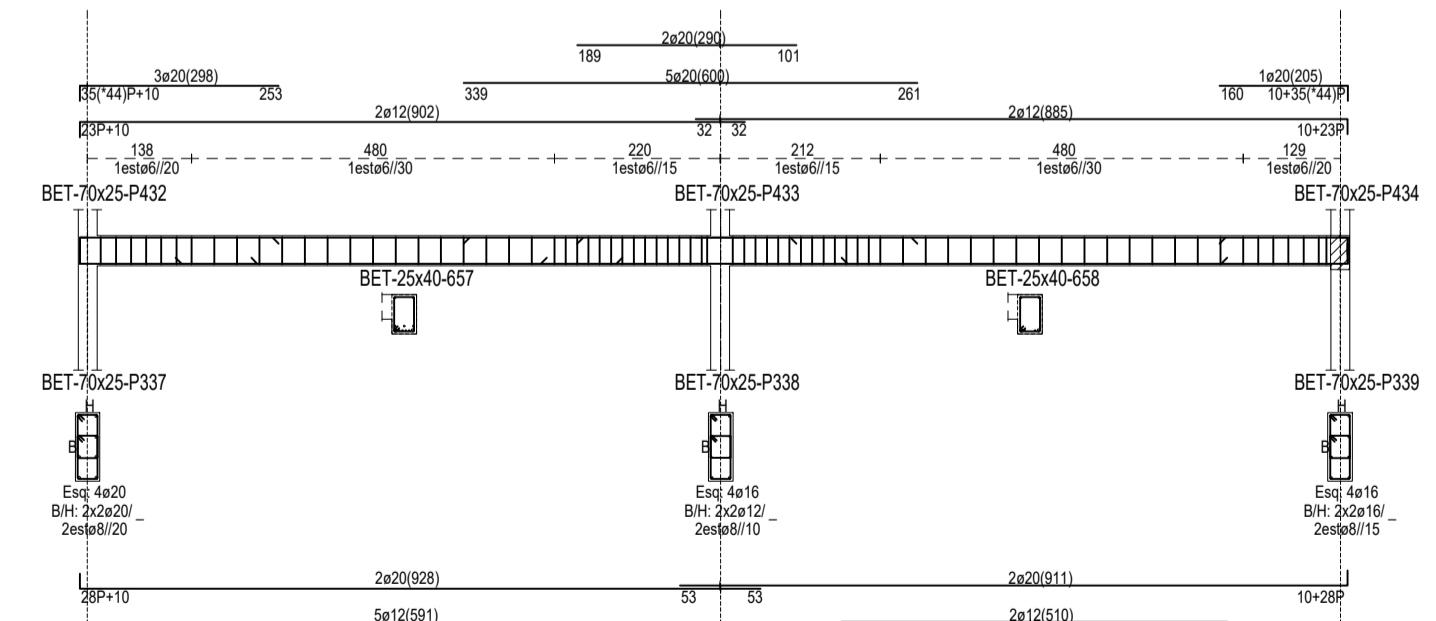
VIGA 636 e 635



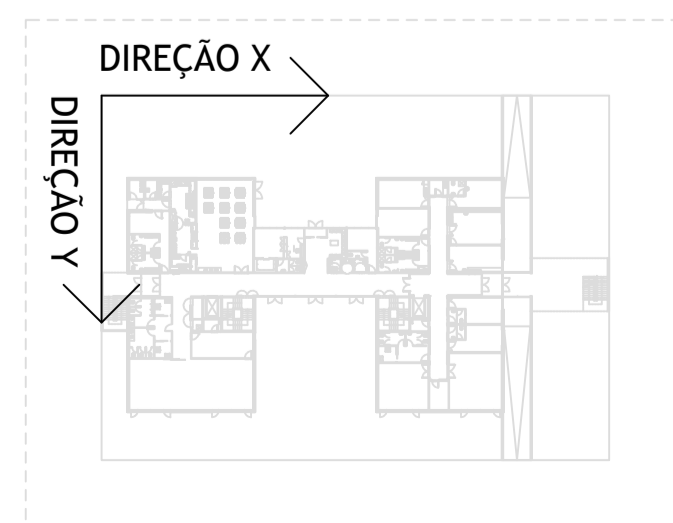
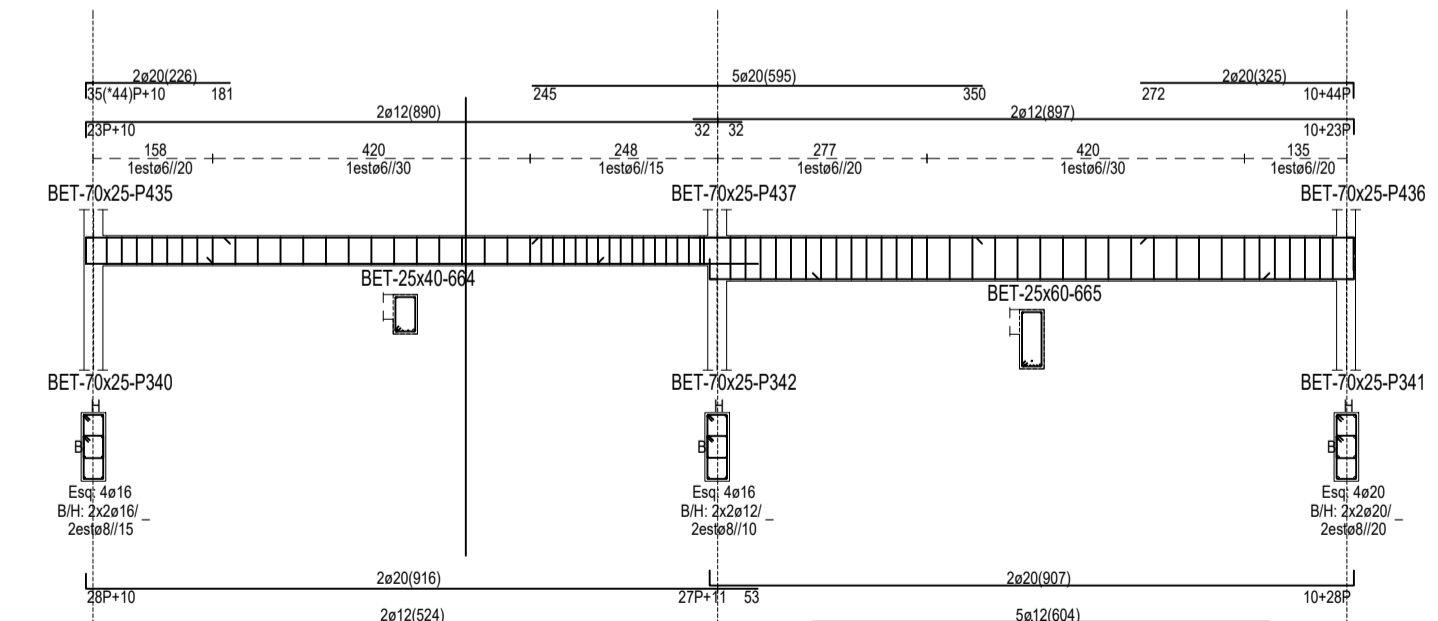
VIGA 642 e 643



VIGA 657 e 658



VIGA 664 e 665



NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P. - Pilar I

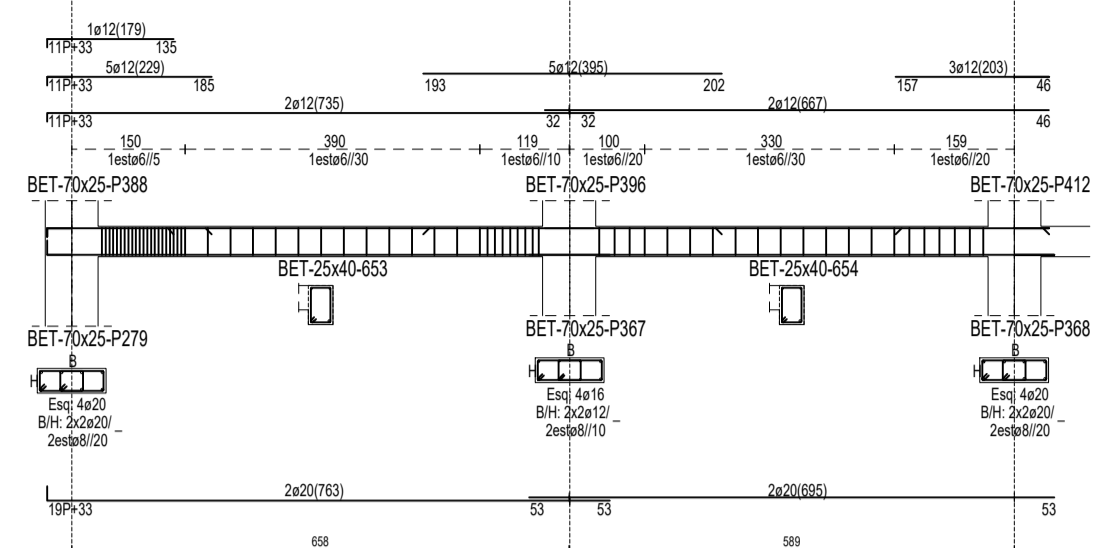
MATERIAS	ARGAMASSAS
400 - Armaduras ordinárias: A40NR - Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes	- Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes
C20/25	5,0 cm
C20/25	5,0 cm
C30/37	2,5 cm
C30/37	

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 20 Substituto nº: (841x94) Substituído por nº:
Escala: 1/100	Vigas	

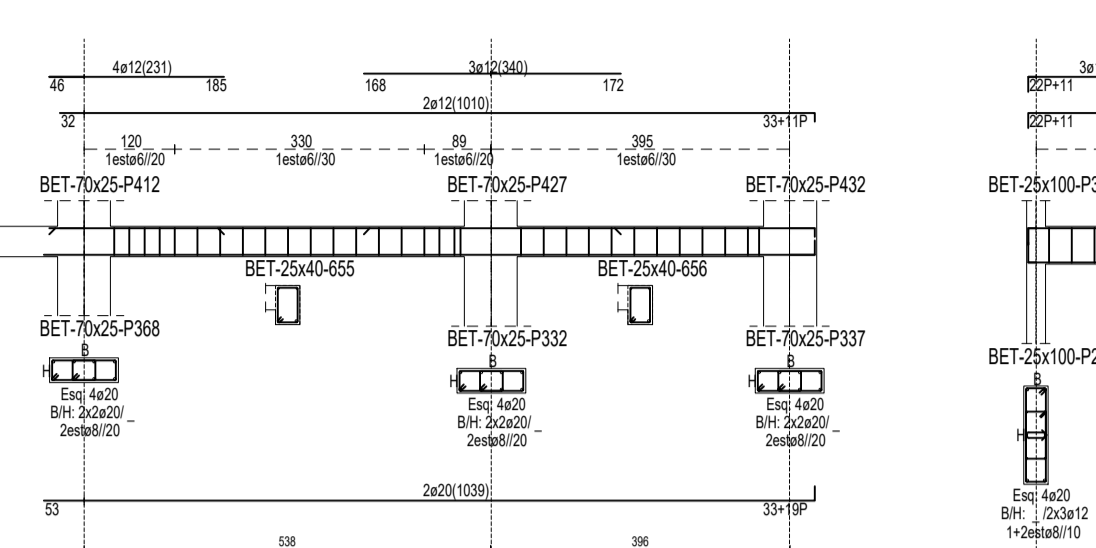
VIGAS - COTA 800 (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

SEGUNDO A DIREÇÃO Y

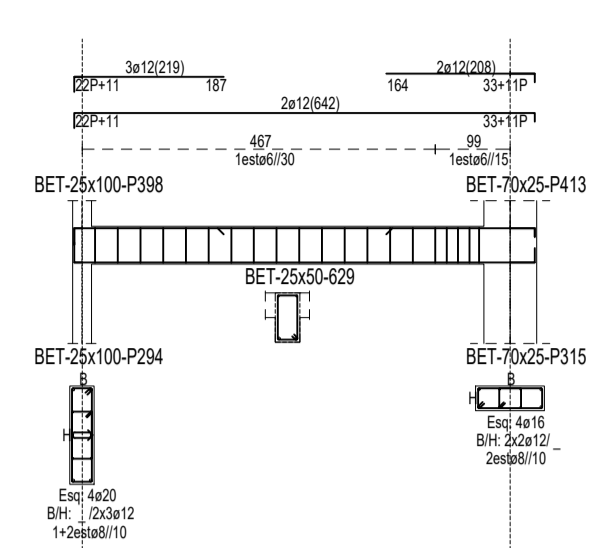
VIGA 653 e 654



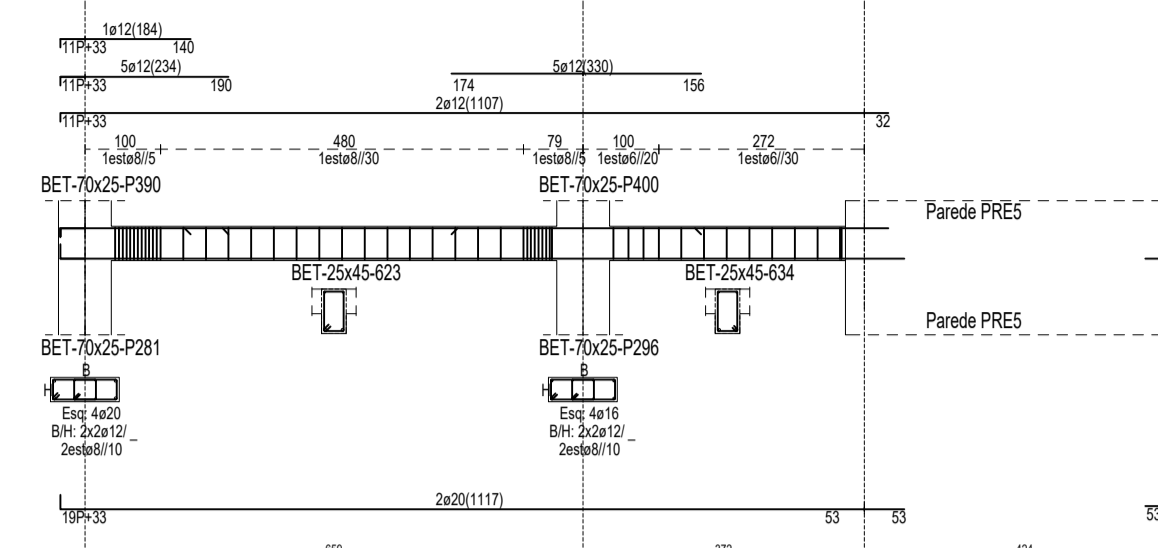
VIGA 655 e 656



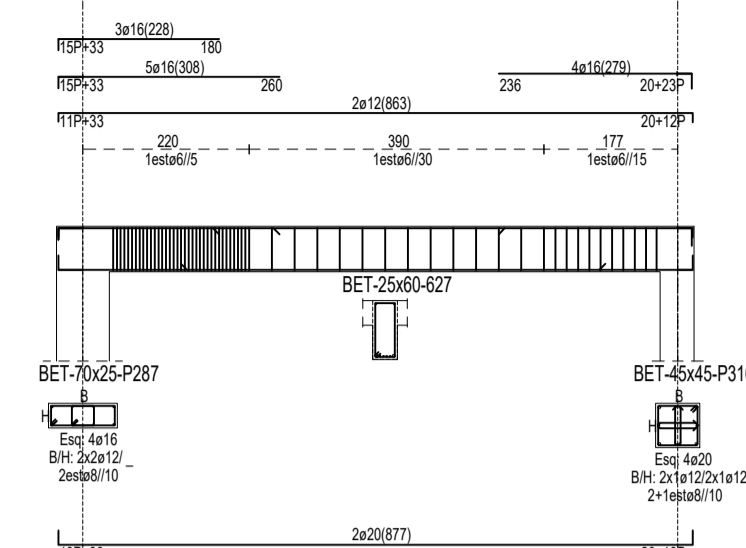
VIGA 629



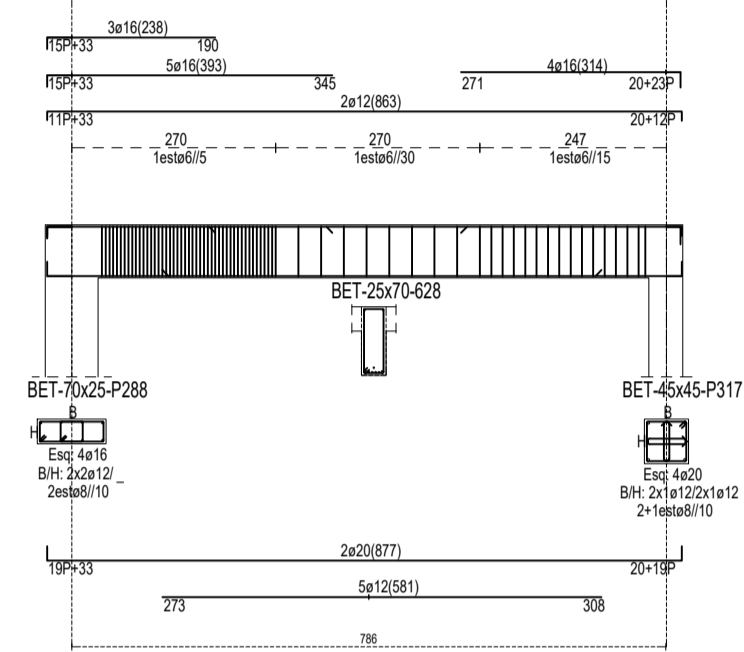
VIGA 623, 634, 660 e 659



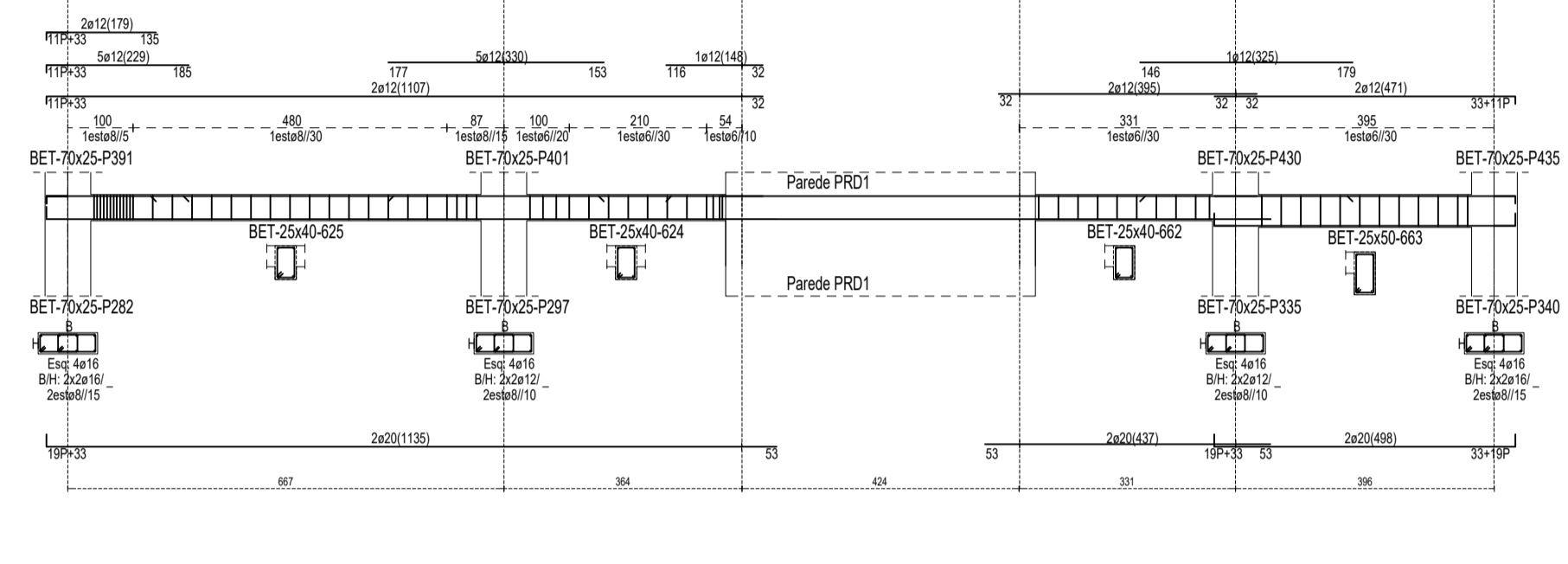
VIGA 627



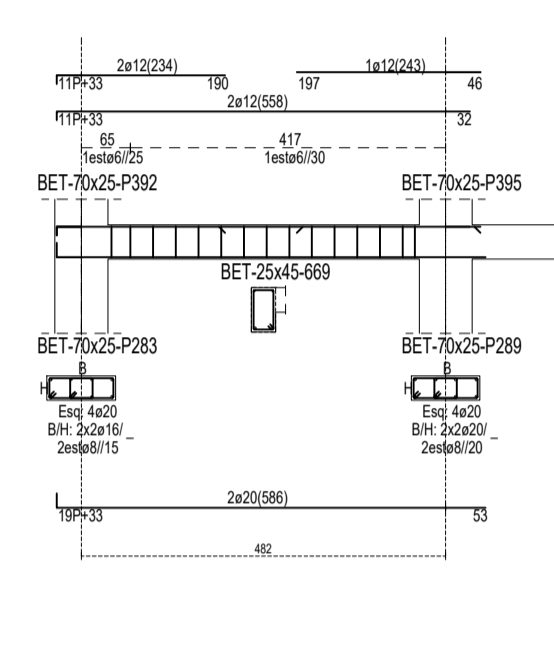
VIGA 628



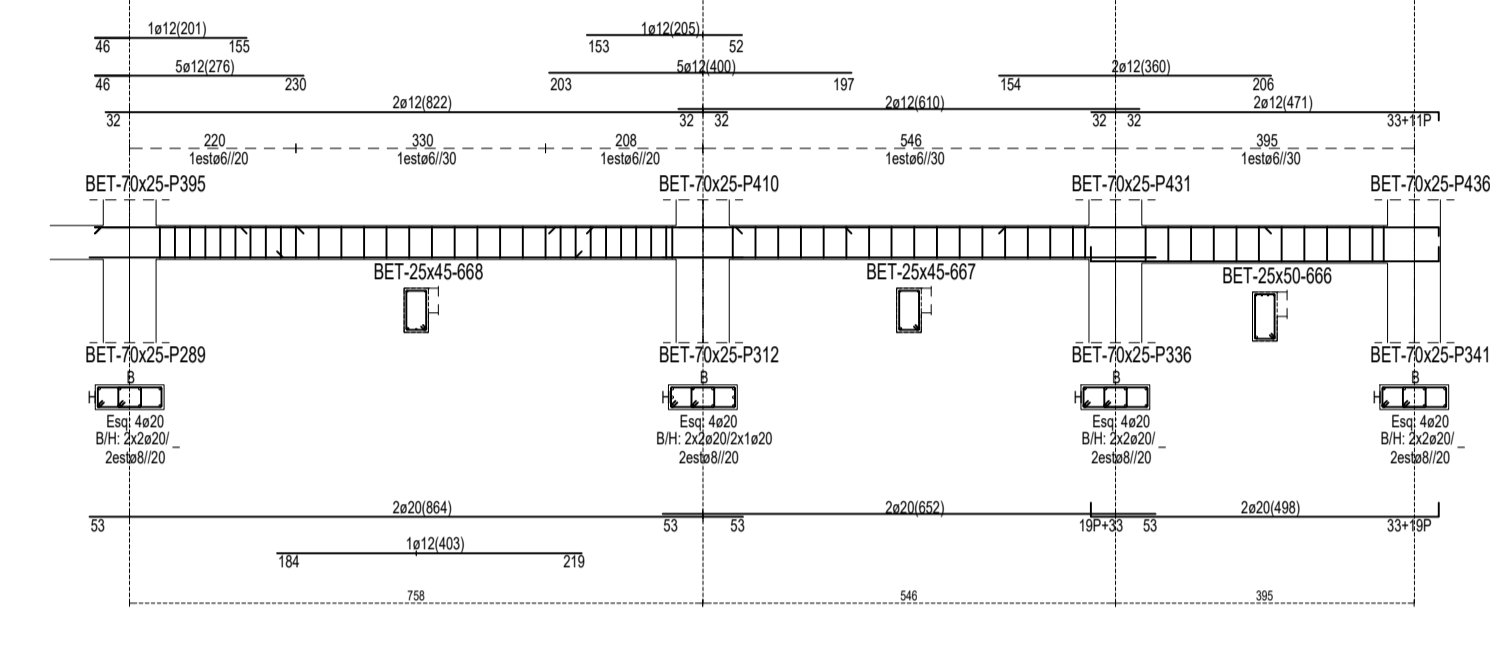
VIGA 625, 624, 662 e 663



VIGA 669



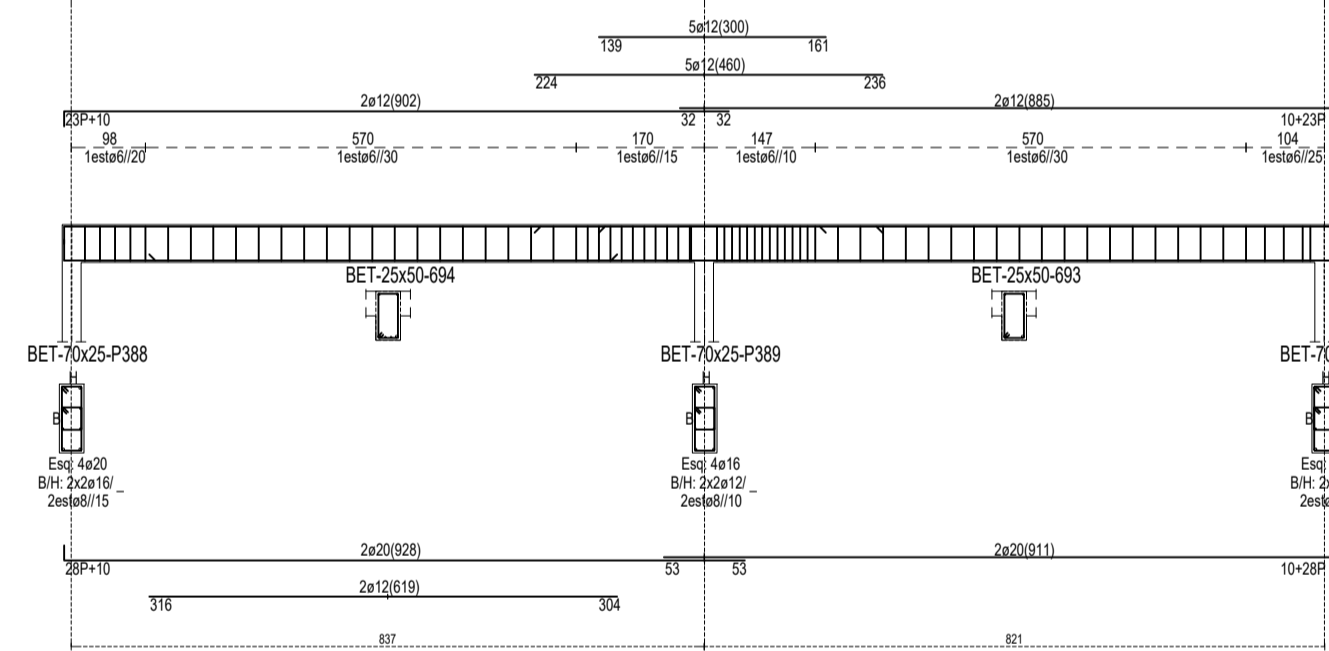
VIGA 668, 667, 666



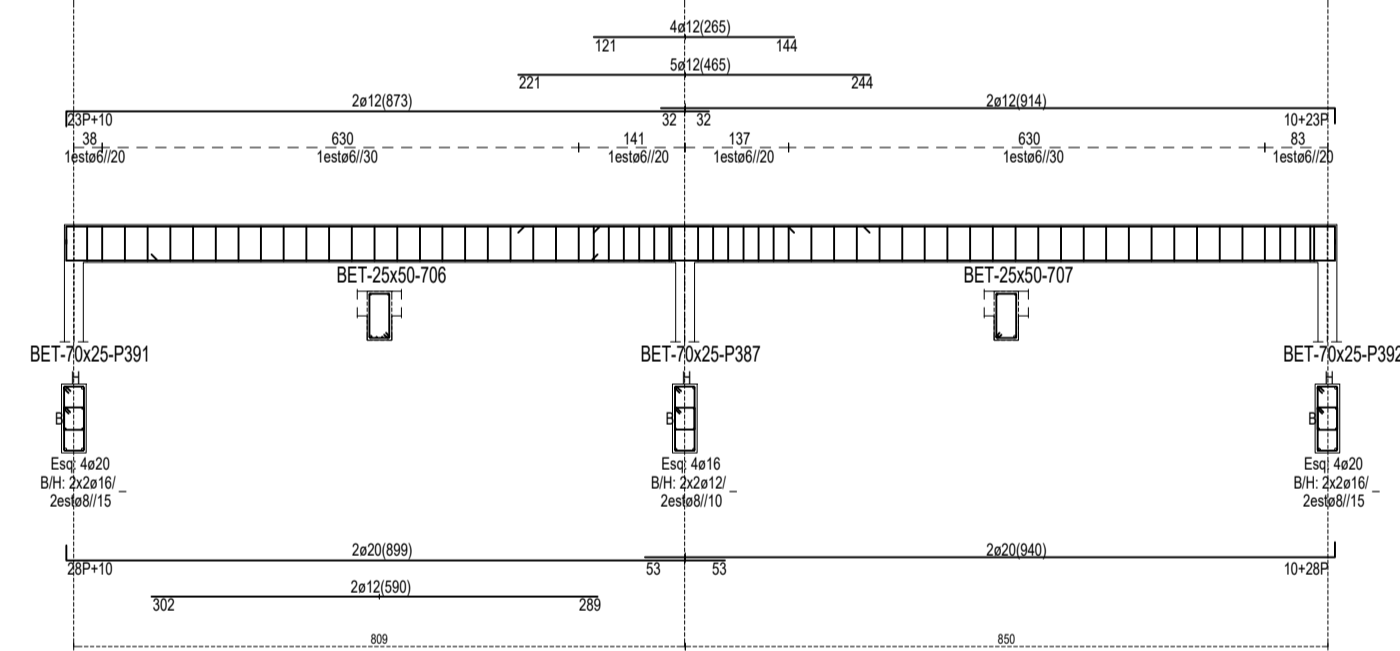
VIGAS - COTA 1200 (Esc. 1/100) (Cotas e dimensões em cm)

SEGUNDO A DIREÇÃO X

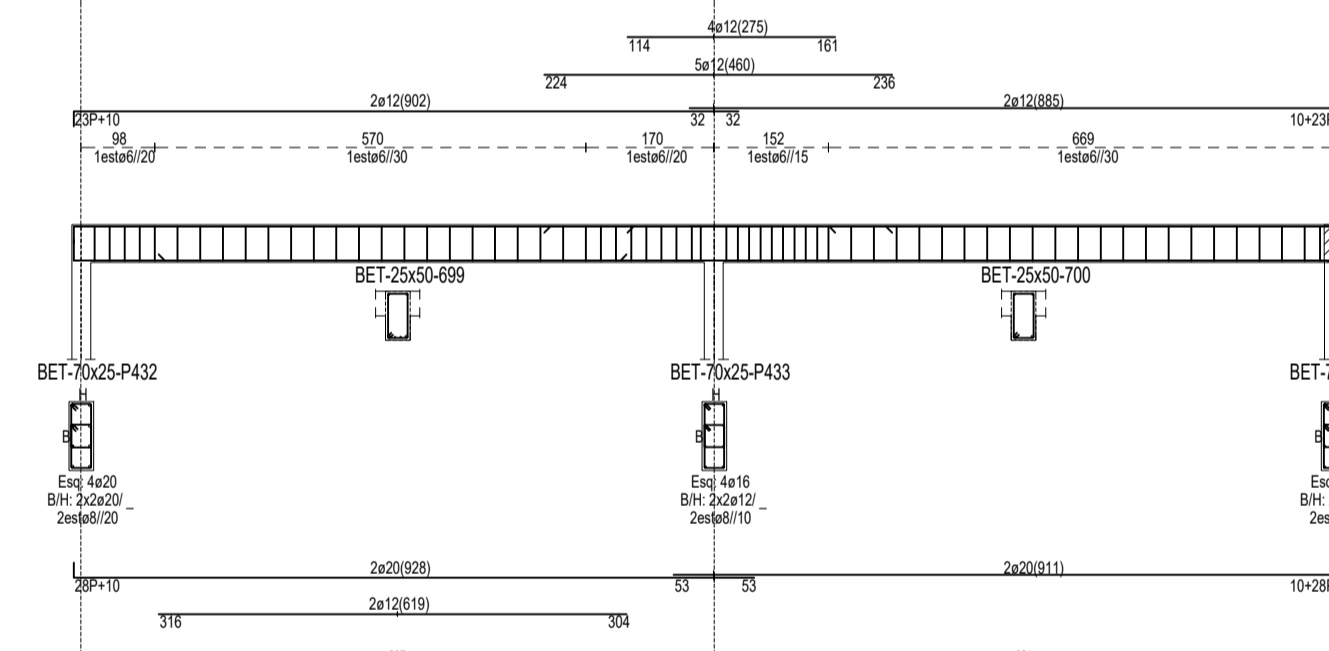
VIGA 694 e 693



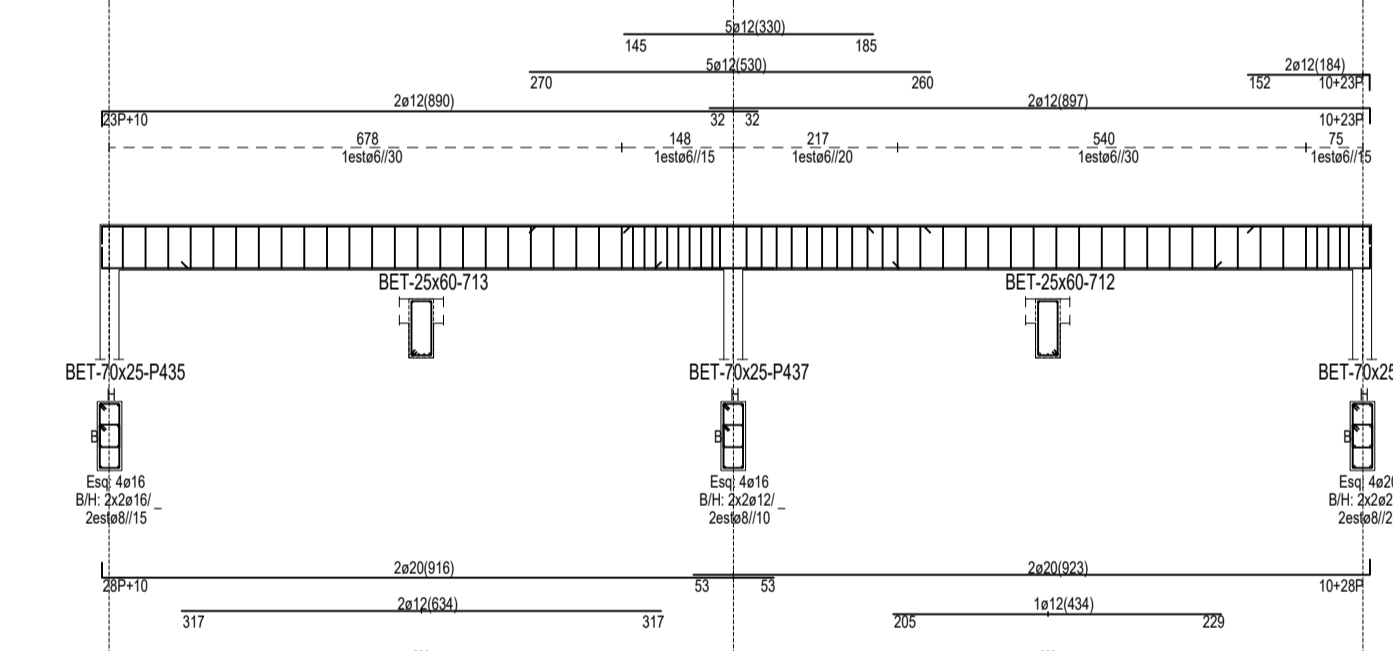
VIGA 706 e 707



VIGA 699 e 700

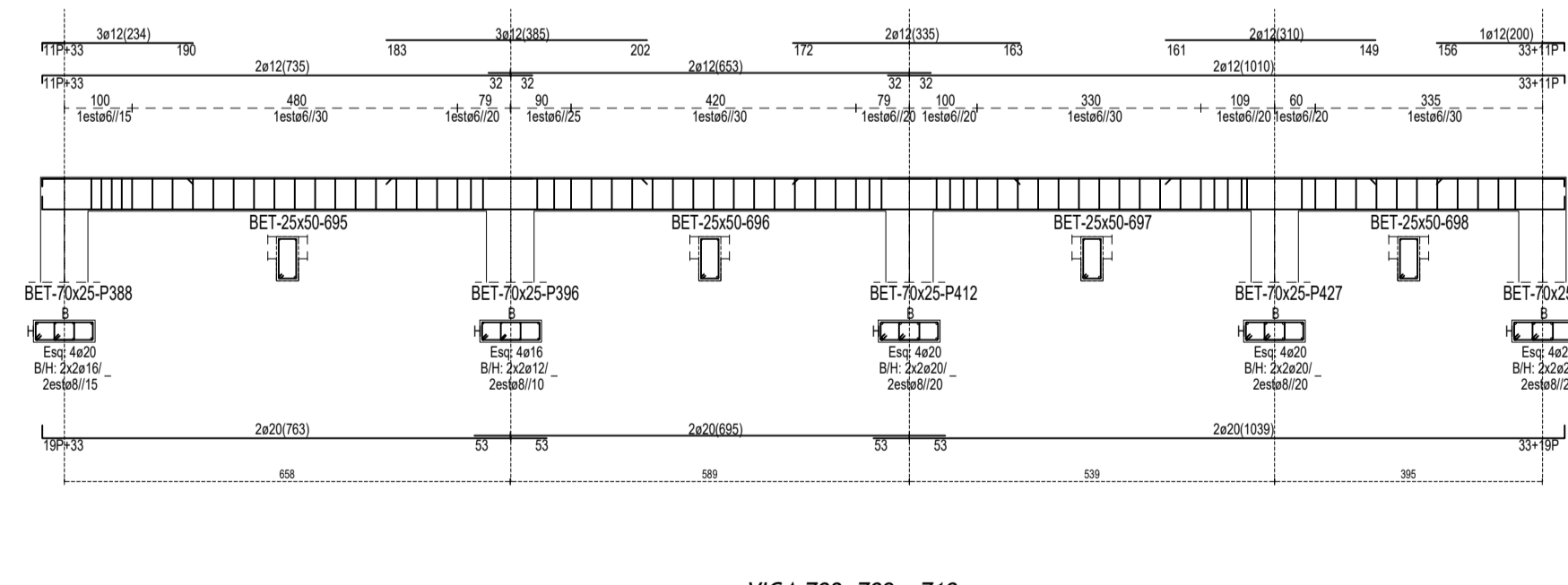


VIGA 713 e 712

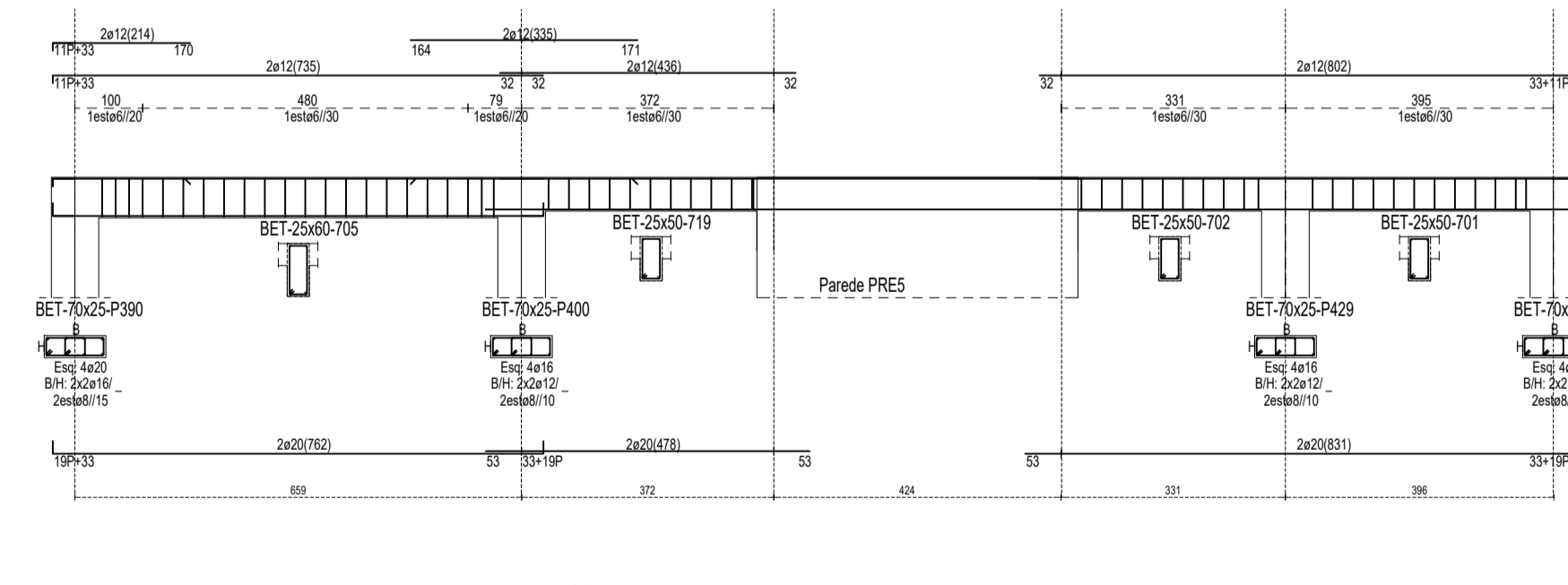


SEGUNDO A DIREÇÃO Y

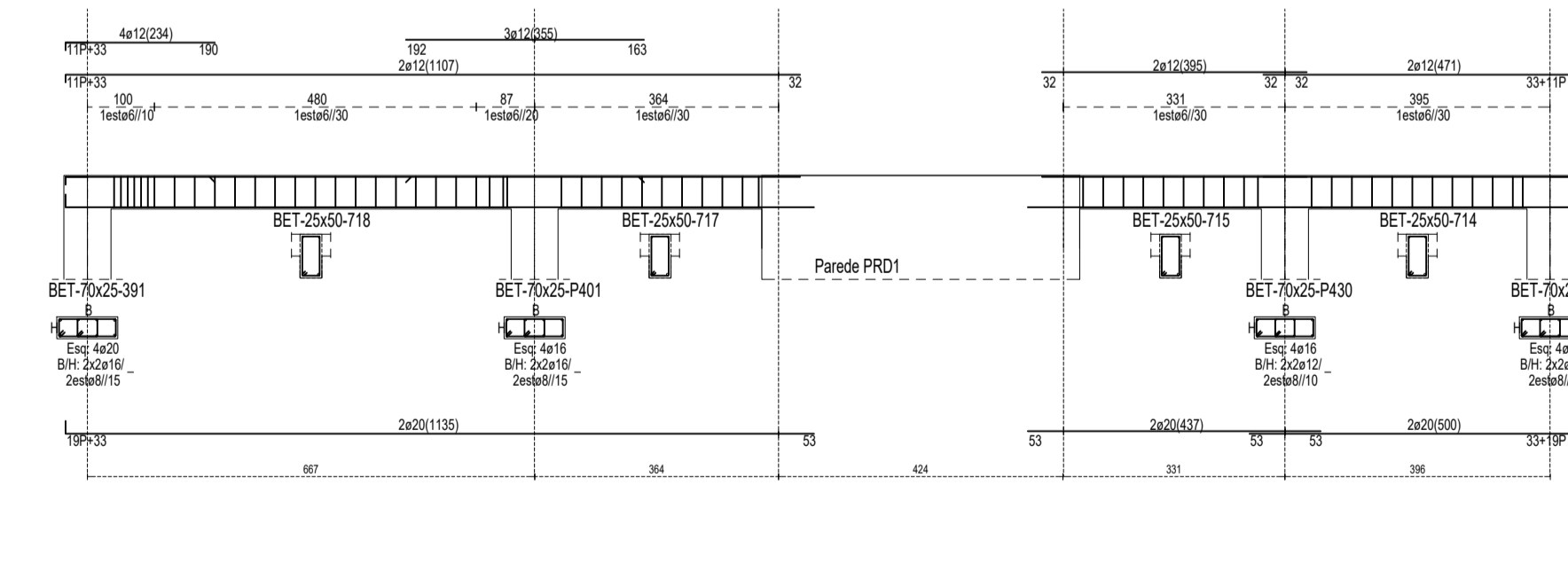
VIGA 695, 696, 697 e 698



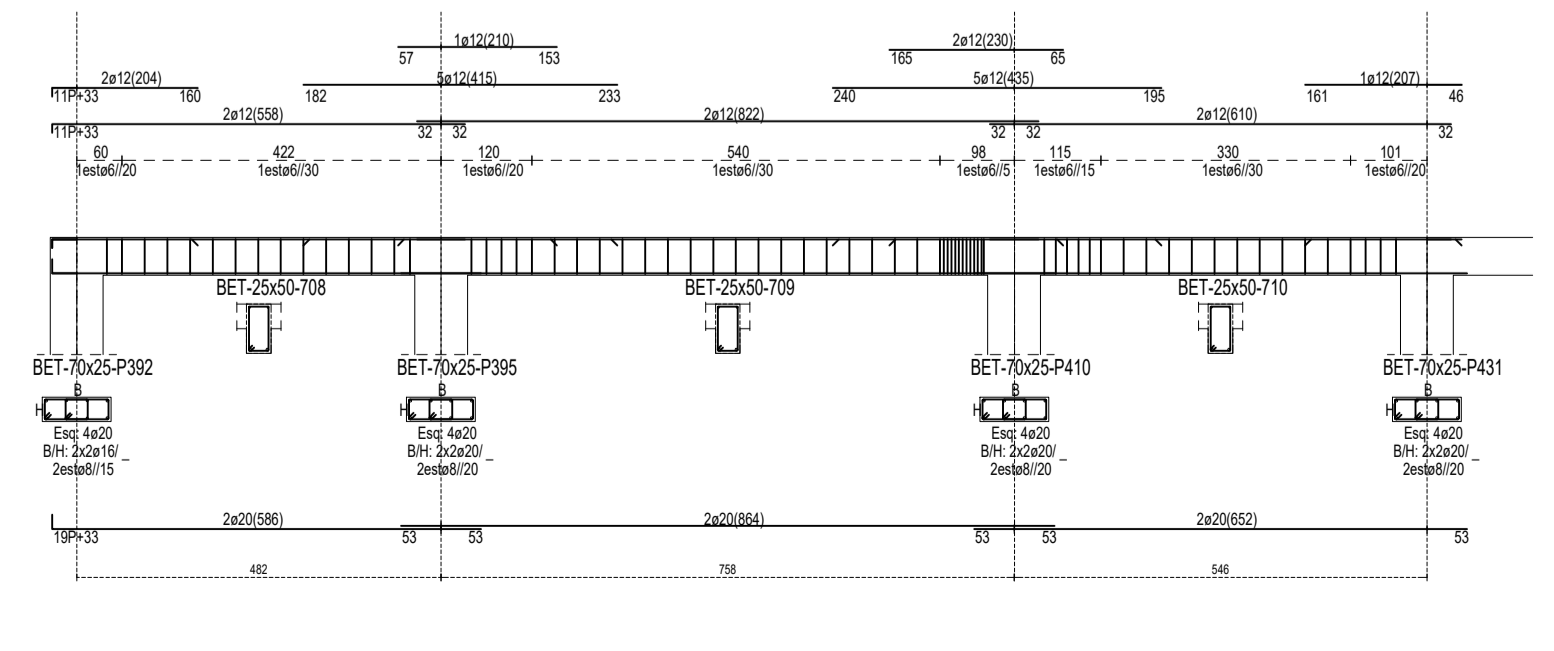
VIGA 705, 719, 702 e 701



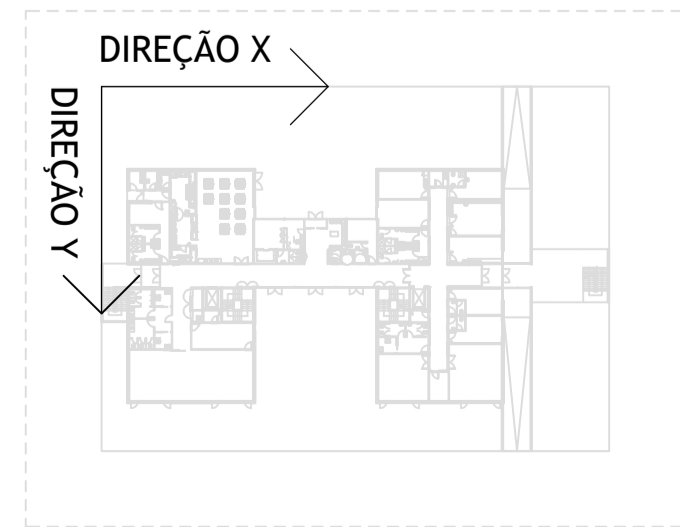
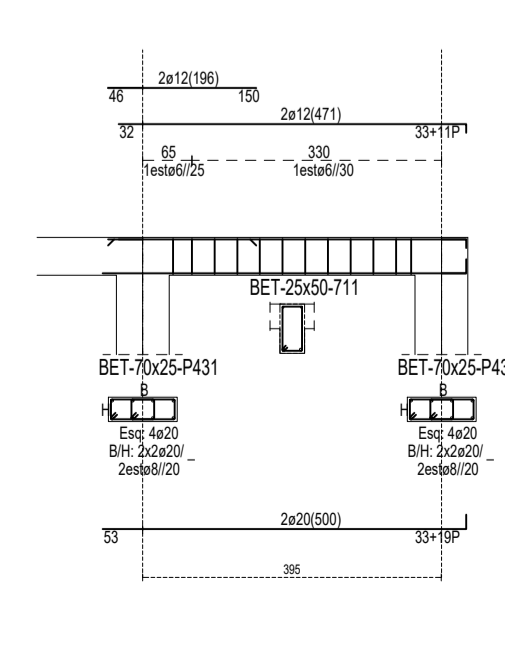
VIGA 718, 717, 715 e 714



VIGA 708, 709 e 710



VIGA 711



NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.
 3. P. - Pilar

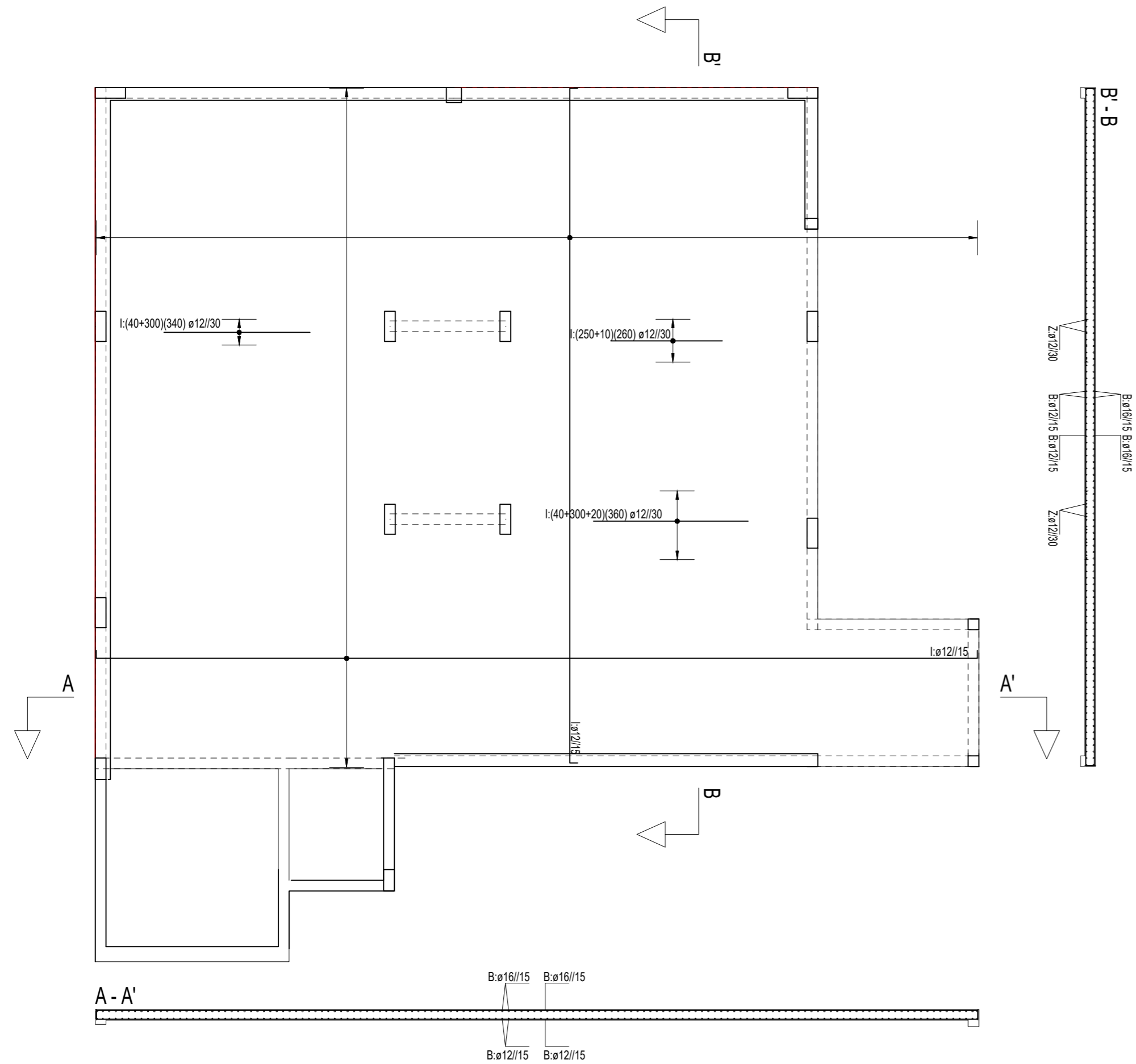
MATERIAS	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LARES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação	- Fundações, Lintéis de Fundação
- Muros de Cave	- Muros de Cave
- Pilares, Vigas, Paredes R.	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes
- Lajes	- Lajes

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 21	
Escala: 1/100	Vigas		A1 (841x594)
		Substituído por nº: _____	

LAJE MACIÇA - COTA 0

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)

ARMADURA INFERIOR

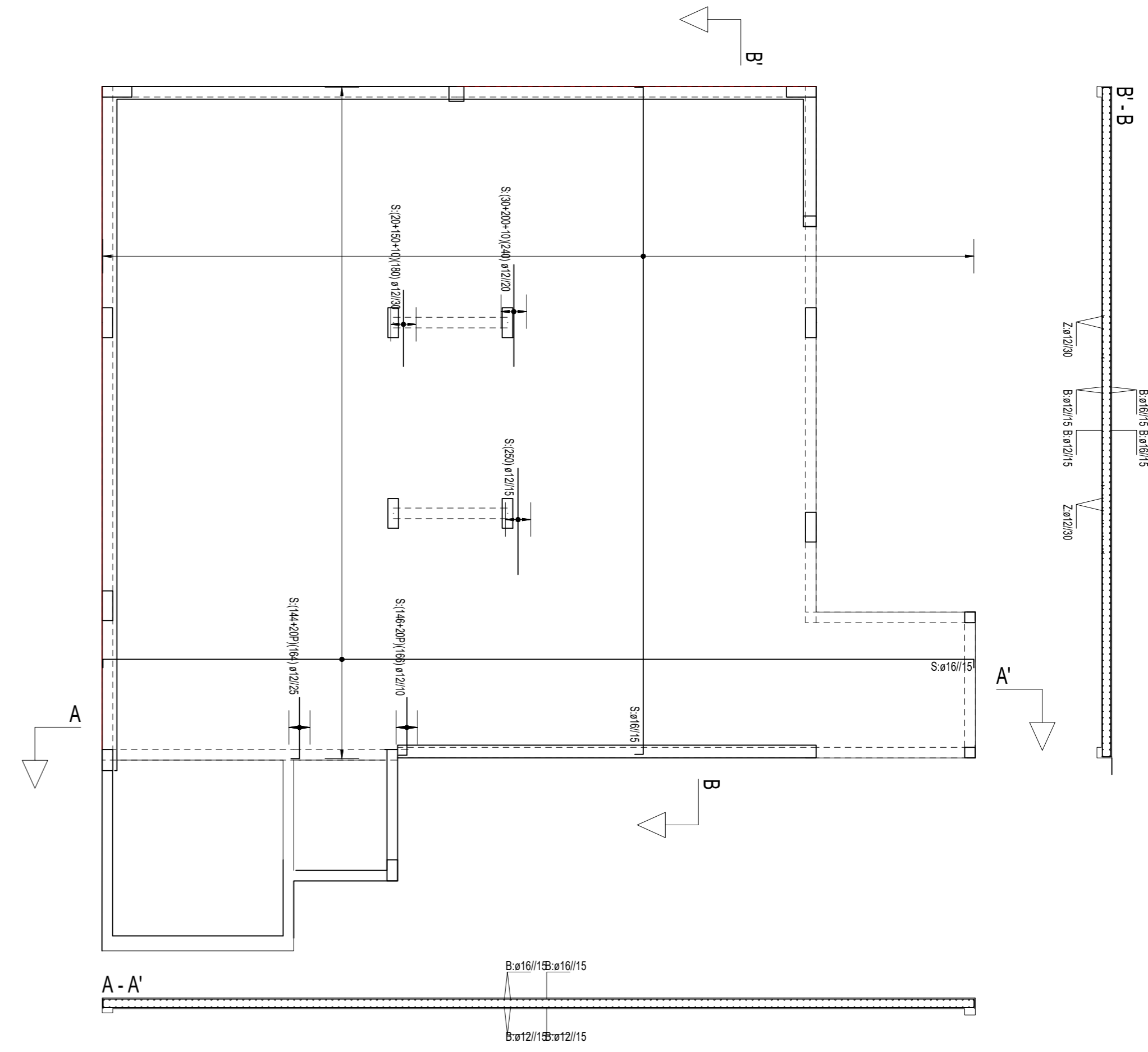


NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais dever-se-à ter em conta os elementos arquitetónicos.

LAJE MACIÇA - COTA 0

(Esc. 1/100) (Cota e dimensões em cm)

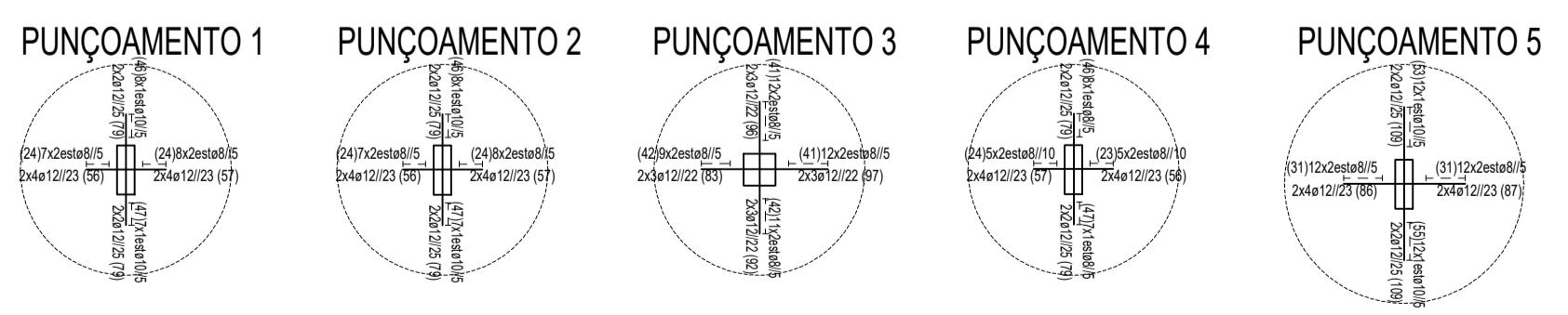
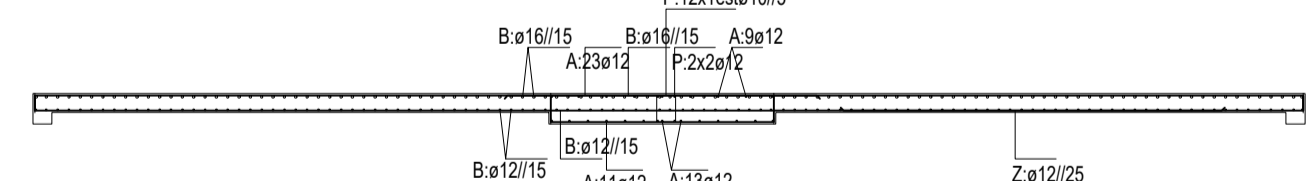
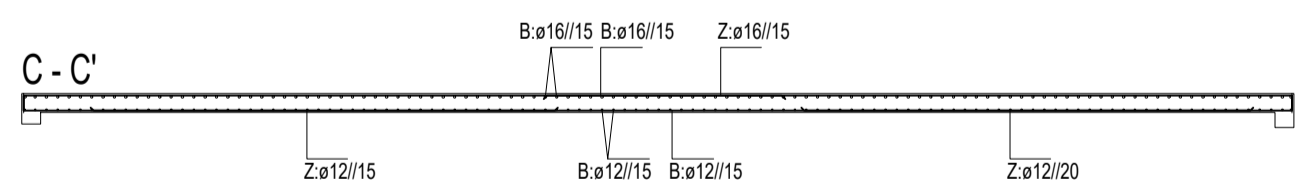
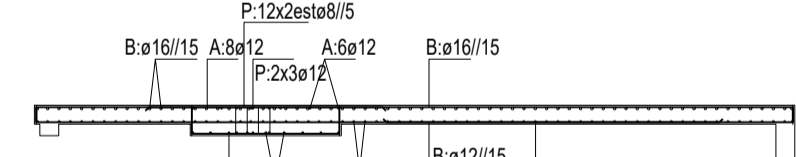
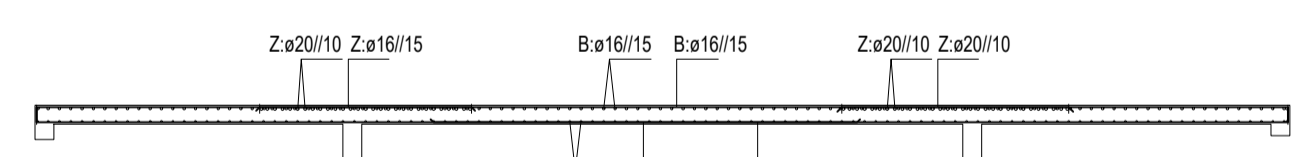
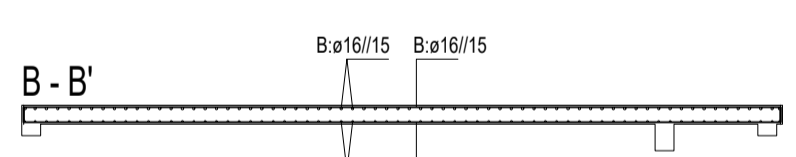
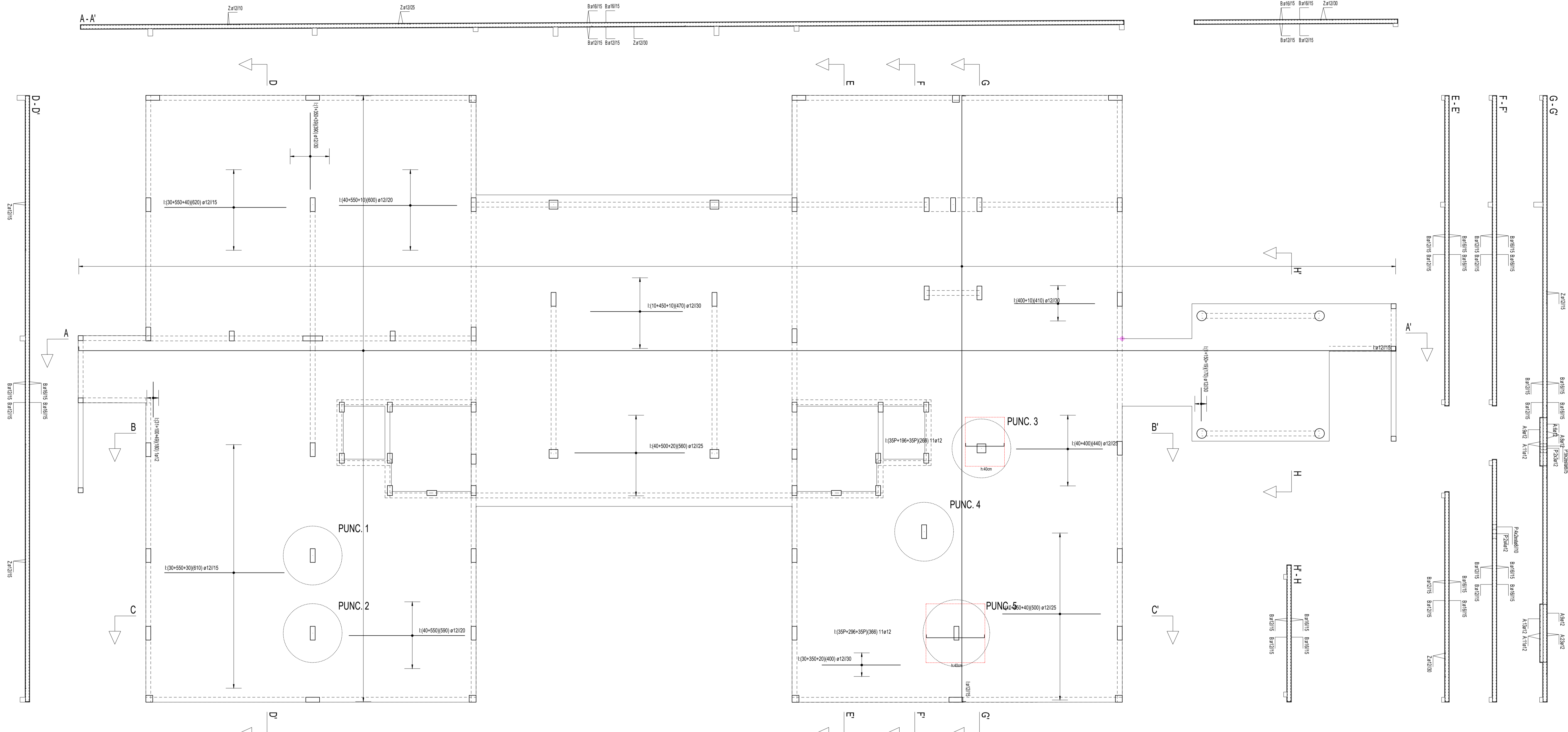
ARMADURA SUPERIOR



MATERIAIS	
AÇO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A400NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Pano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação C20/25	- Fundações, Lintéis de Fundação 5,0 cm
- Muros de Cave C20/25	- Muros de Cave 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R. C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes 2,5 cm
- Lajes C30/37	

		Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome : Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data : junho 2017	Designação : Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº : <div style="font-size: 2em; text-align: center;">22</div>	
Escala : 1/100	Lajes Maciças		Substituído por nº : Substituído por nº :

ARMADURA INFERIOR



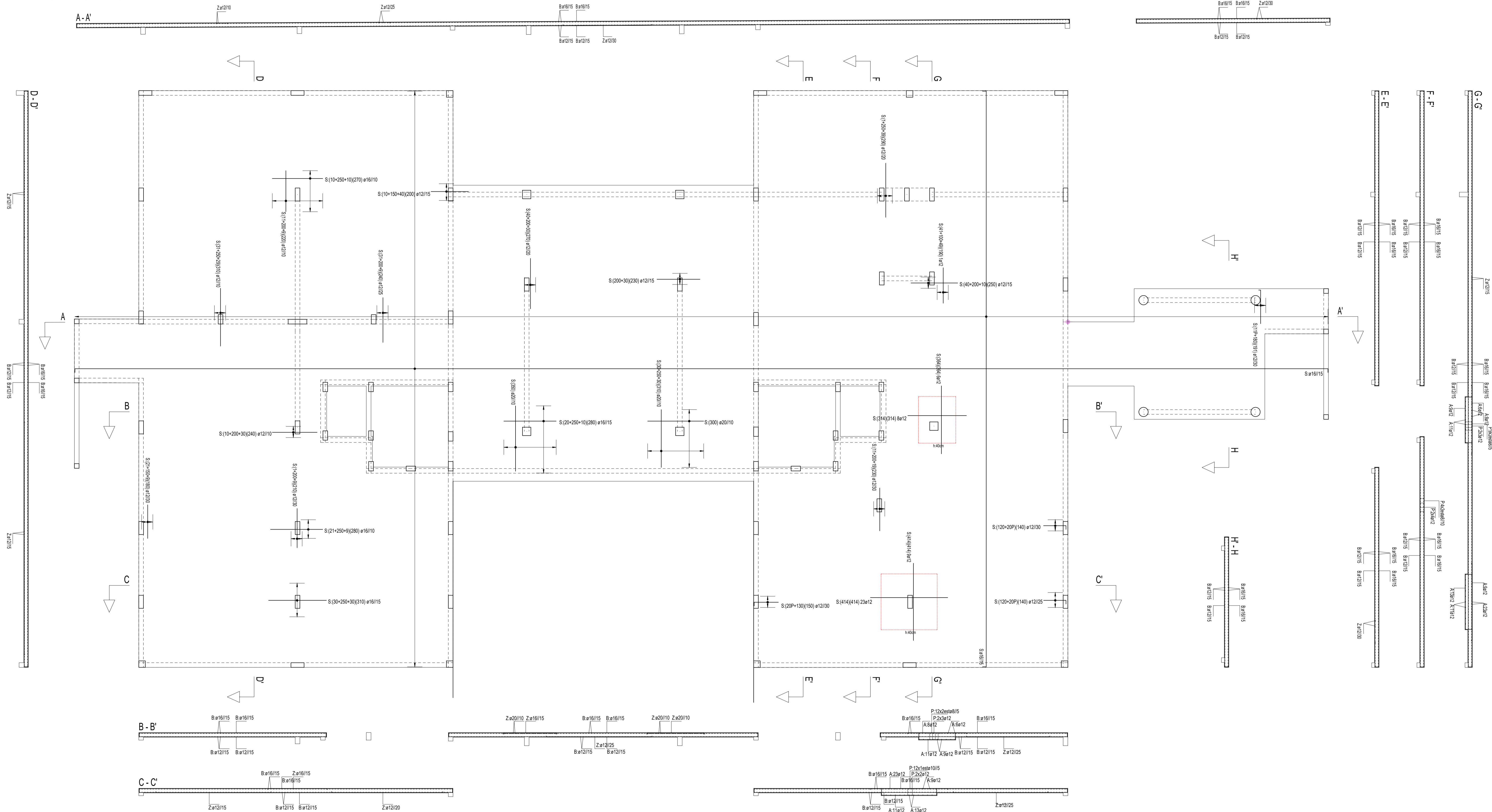
ARMADURA DE PUNÇAMENTO

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

MATERIAIS	
ACÇO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação: C20/25	- Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 7,5 cm
- Lajes: C30/37	

logotipo_1398813163854.png Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 23

ARMADURA SUPERIOR

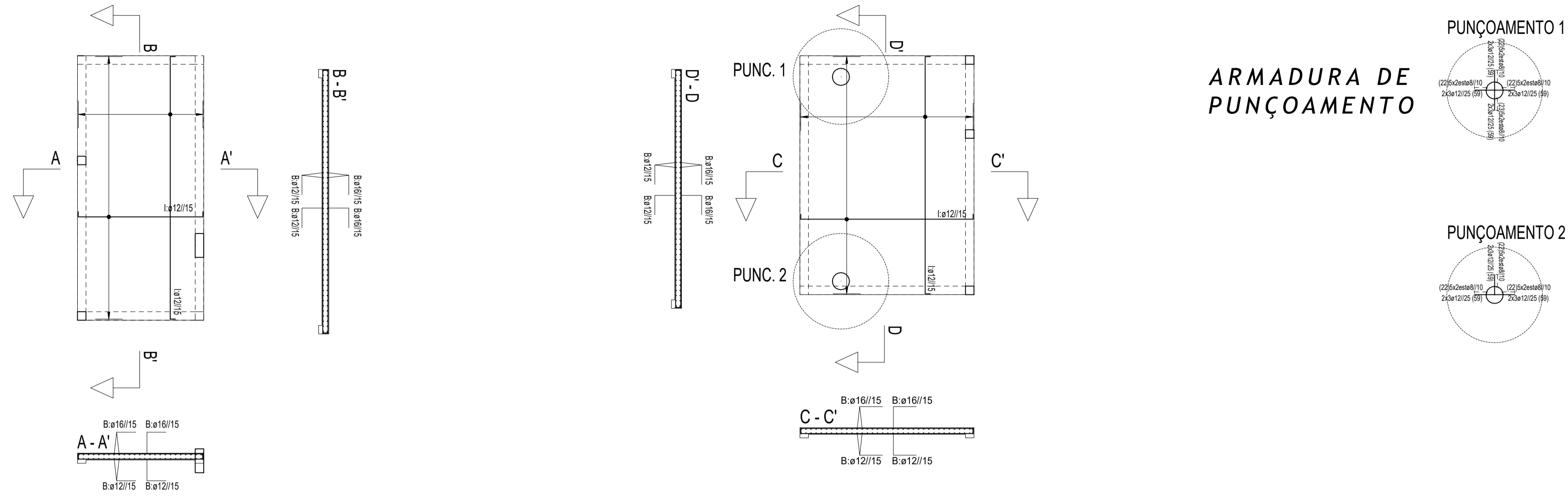


NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

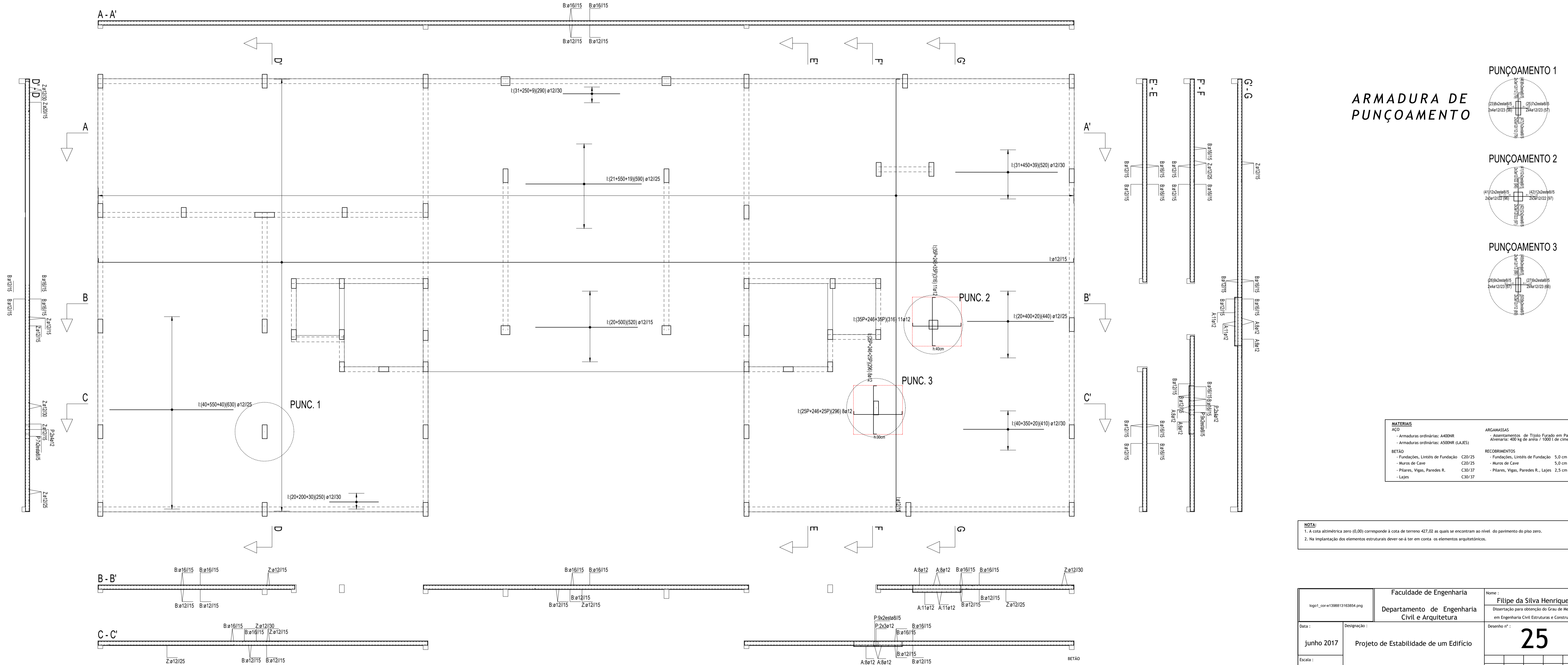
- MATERIAIS**
- ACI**
 - Armaduras ordinárias: A400R
 - Armaduras ordinárias: A500R (LAJES)
 - BETÃO**
 - Fundações, Lintéis de Fundação: C20/25
 - Muros de Cave: C30/37
 - Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37
 - Lajes: C30/37
 - ARGAMASSAS**
 - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
 - RECORRIMENTOS**
 - Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm
 - Muros de Cave: 5,0 cm
 - Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 24
Escala: 1/100	Designação: Lajes Maciças	Substituído por nº: A1 (841x94)

ARMADURA INFERIOR



ARMADURA INFERIOR



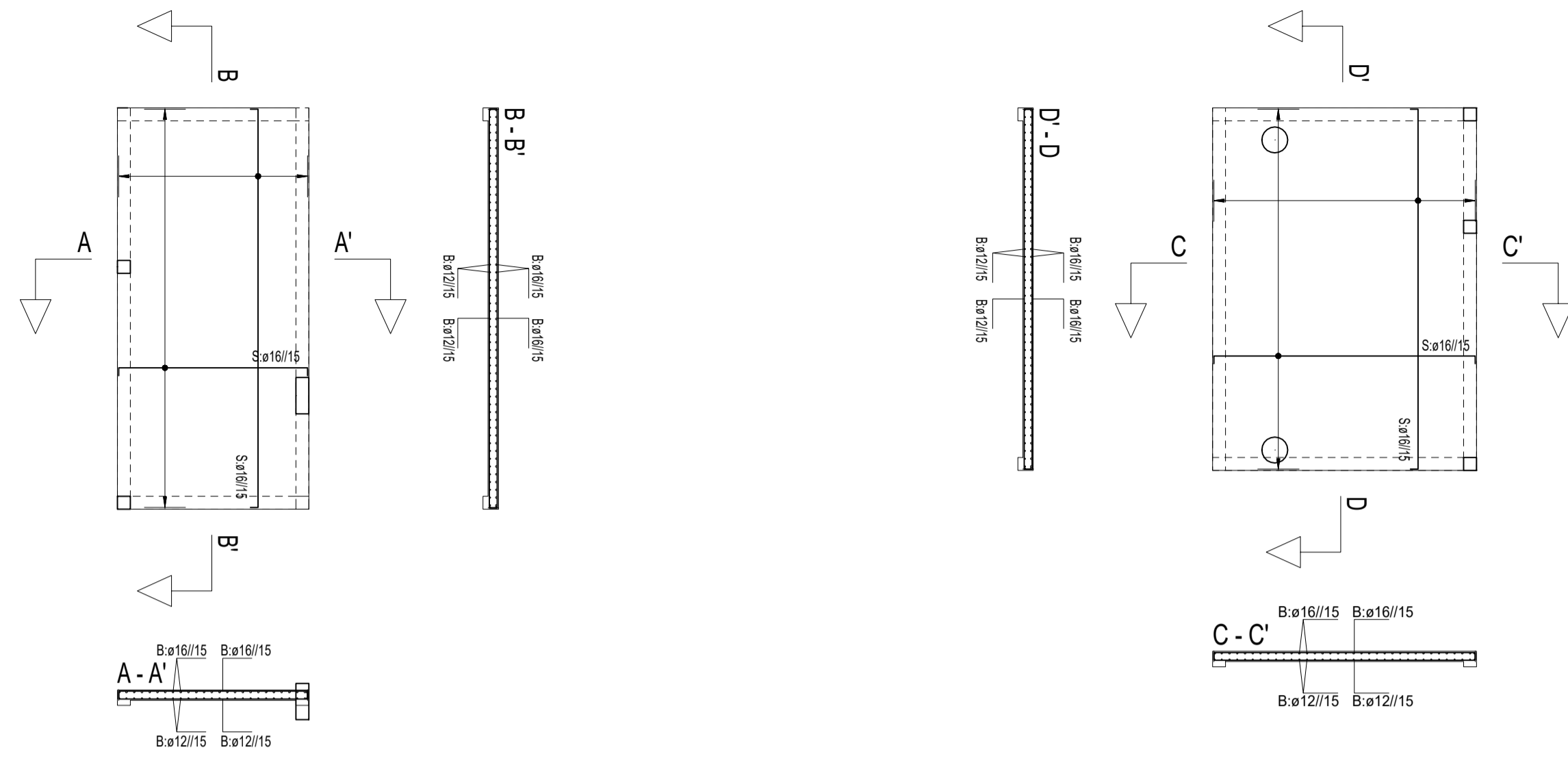
ARMADURA DE PUNÇAMENTO

MATERIAIS	
<p>ACØ</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras ordinárias: A400R Armaduras ordinárias: A500R (LAJES) <p>BETÃO</p> <ul style="list-style-type: none"> Fundações, Lintéis de Fundação: C20/25 Muros de Cave: C30/37 Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37 Lajes: C30/37 	<p>ARGAMASSAS</p> <ul style="list-style-type: none"> Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento <p>RECOBRIMENTOS</p> <ul style="list-style-type: none"> Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm Muros de Cave: 5,0 cm Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm

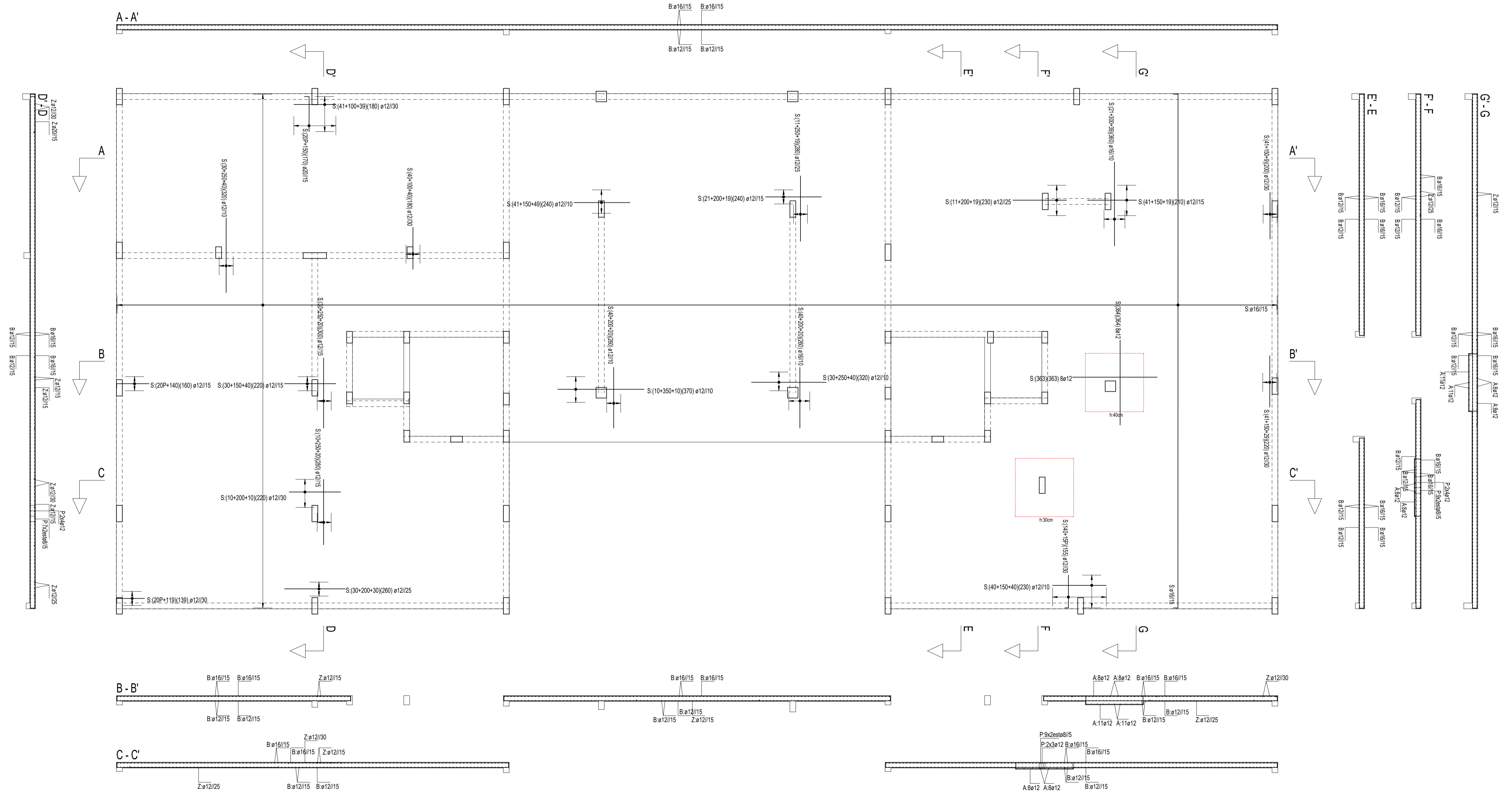
NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 437,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques	
Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção	
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 25	
Escala: 1/100	Lajes Maciças		A1 (841x594)
		Substituído por nº: _____	

ARMADURA SUPERIOR



ARMADURA SUPERIOR

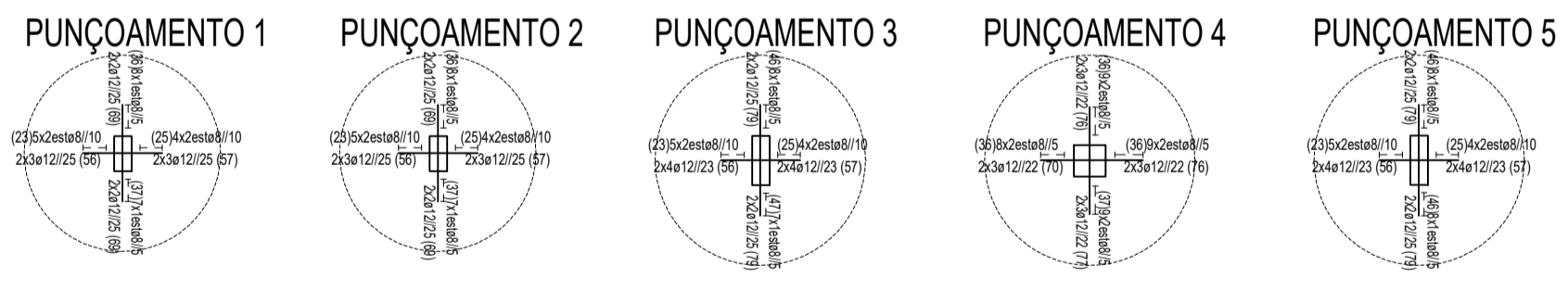
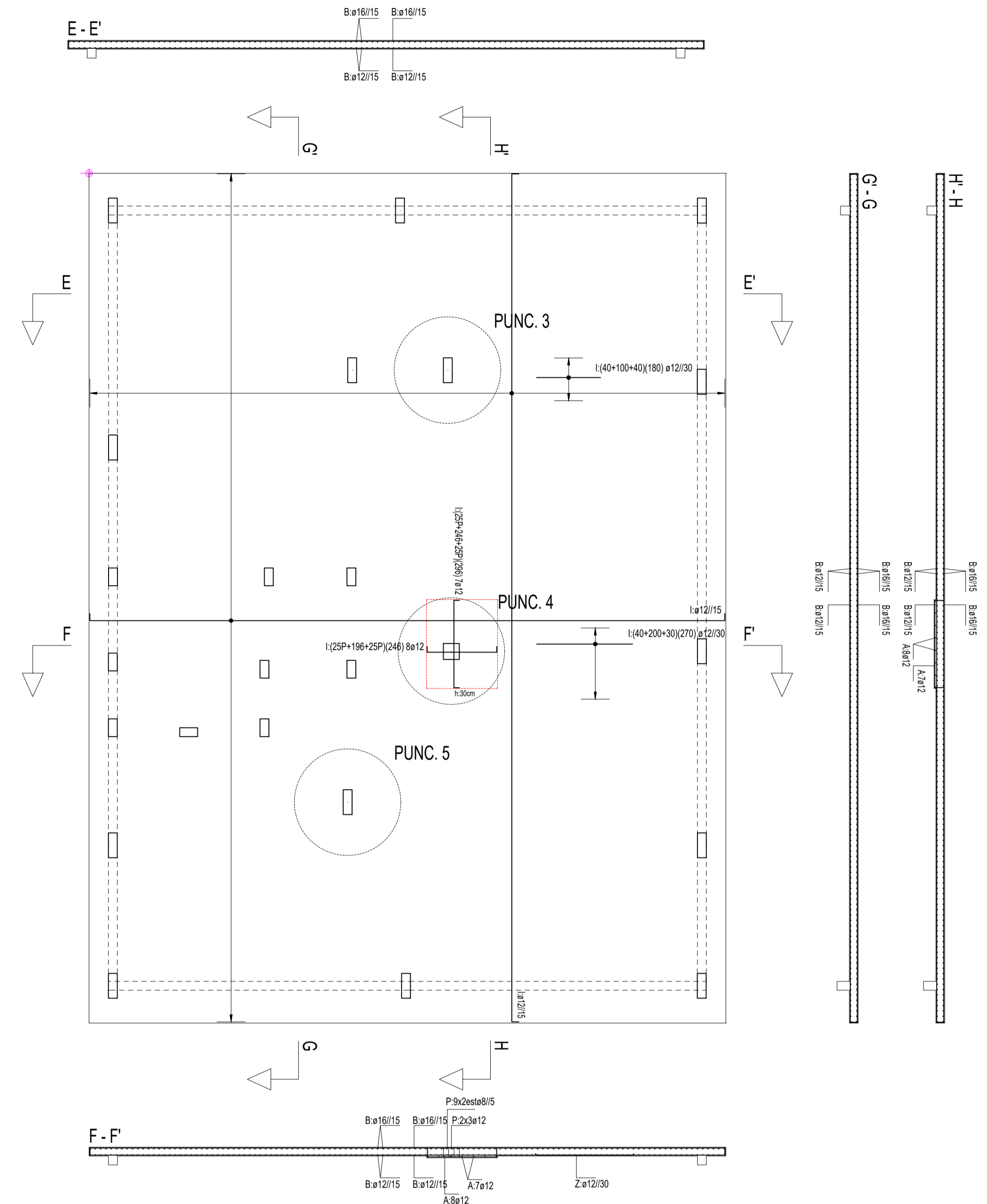
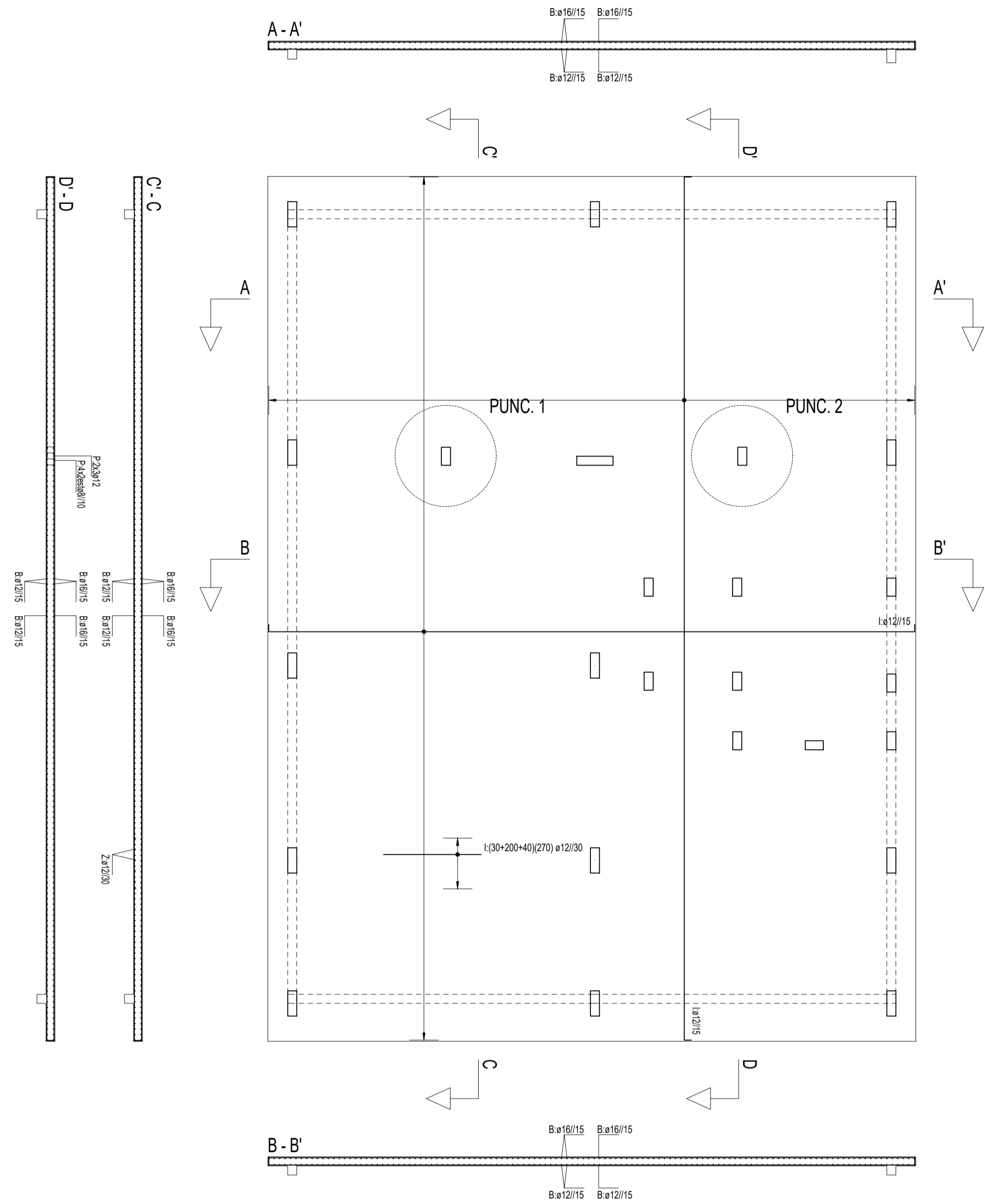


MATERIAIS	ARGAMASSAS
<ul style="list-style-type: none"> ACO - Armaduras ordinárias: A400R - Armaduras especiais: A500R (LAJES) 	<ul style="list-style-type: none"> - Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETÃO	RECOBRIMENTOS
<ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação - Muros de Cave - Pilares, Vigas, Paredes R. - Lajes 	<ul style="list-style-type: none"> - Fundações, Lintéis de Fundação: 5,0 cm - Muros de Cave: 5,0 cm - Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37 - Lajes: C30/37

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 47,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

Faculdade de Engenharia Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		Nome: Filipe da Silva Henriques Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017 Escala: 1/100	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício Lajes Maciças	Desenho nº: 26 A1 (841x594) Substituído por nº:

ARMADURA INFERIOR



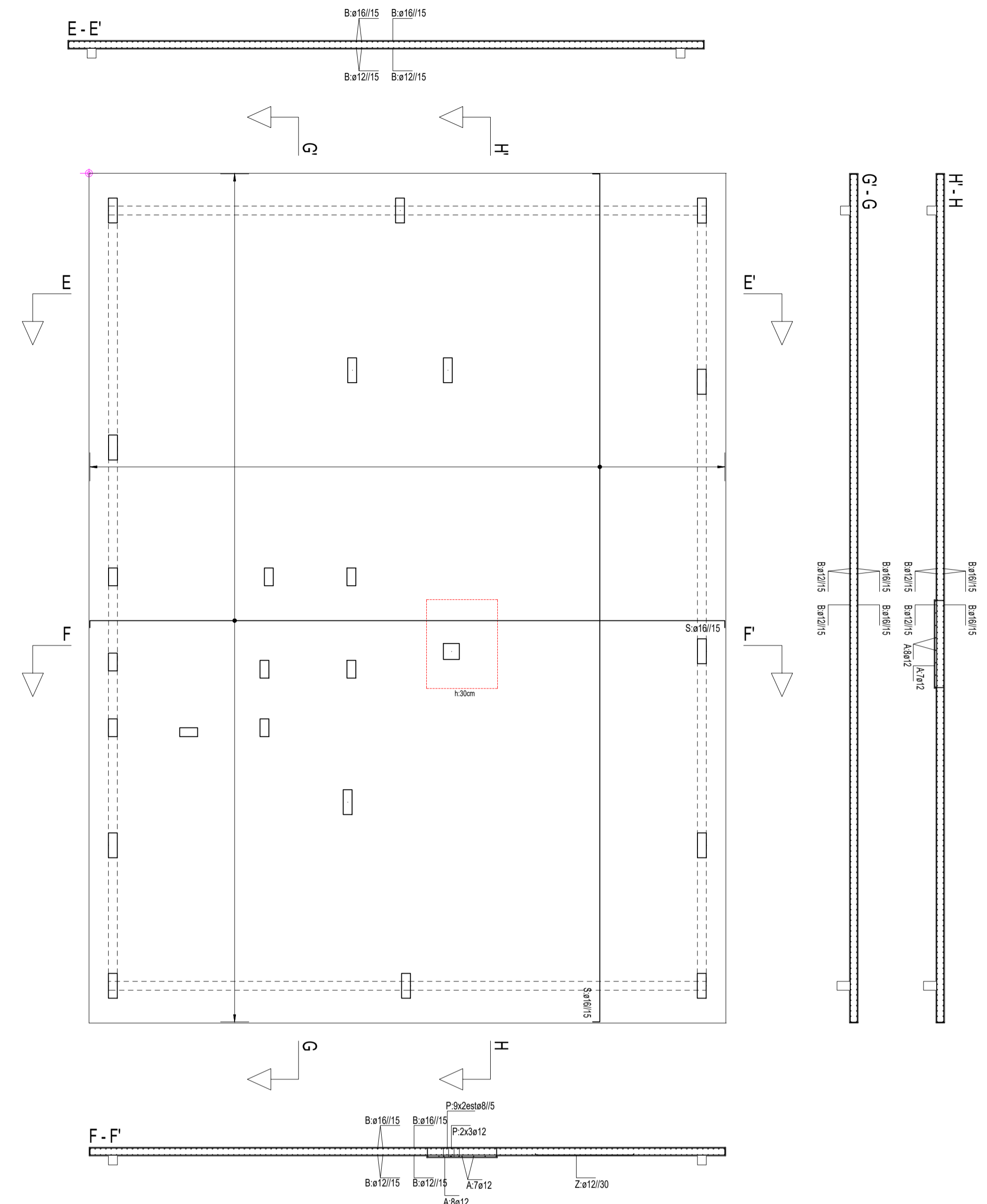
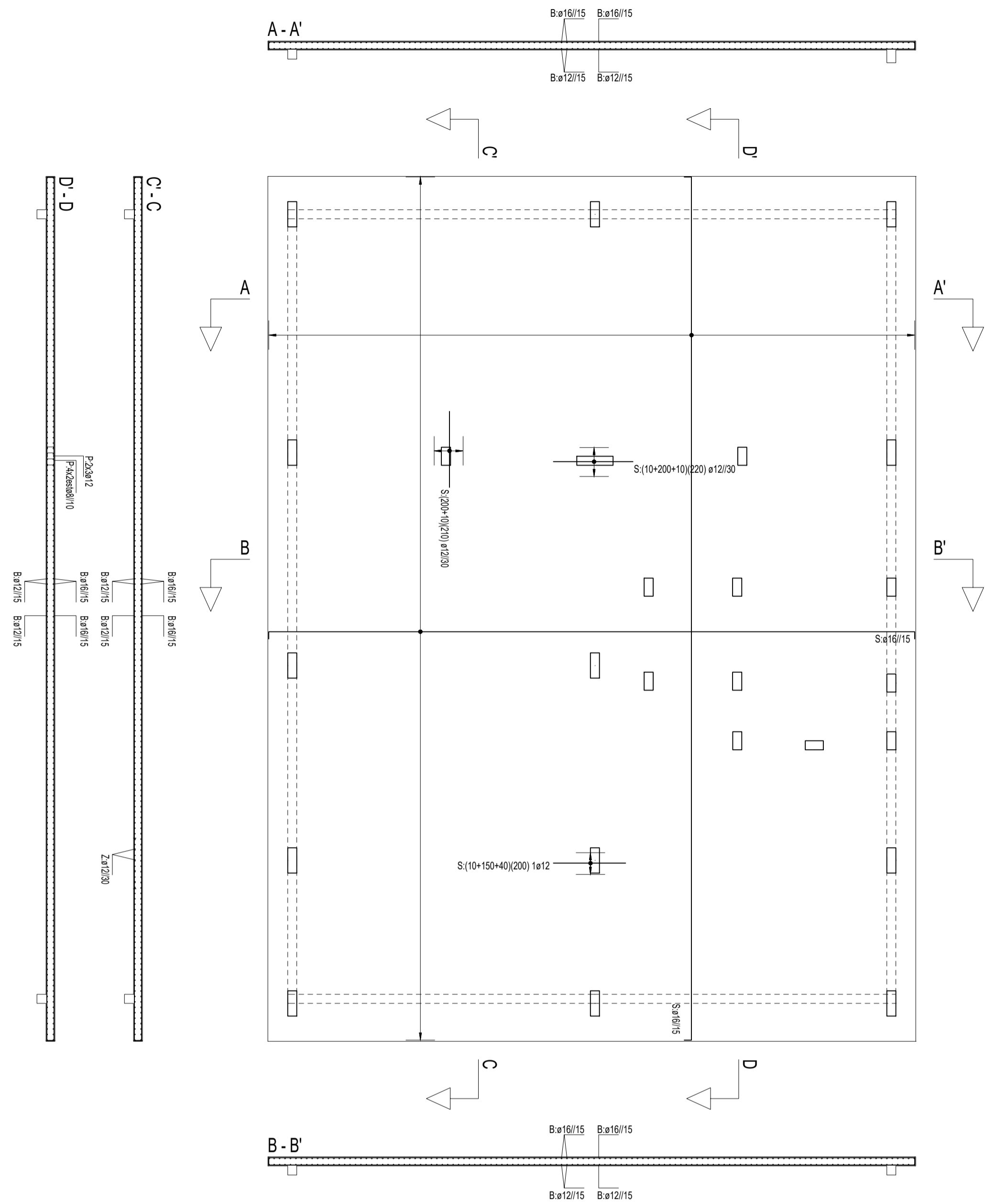
ARMADURA DE PUNÇOAMENTO

NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

MATERIAIS	
ACI	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Limite de Fundação: C20/25	- Fundações, Limite de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 7,5 cm
- Lajes: C30/37	

logotipo_1398813163854.png	Faculdade de Engenharia	Nome: Filipe da Silva Henriques
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 27
Escala: 1/100	Lajes Maciças	A1 (841x594)
		Substituído por nº: _____

ARMADURA SUPERIOR



NOTA:
 1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno 427,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
 2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se à ter em conta os elementos arquitetónicos.

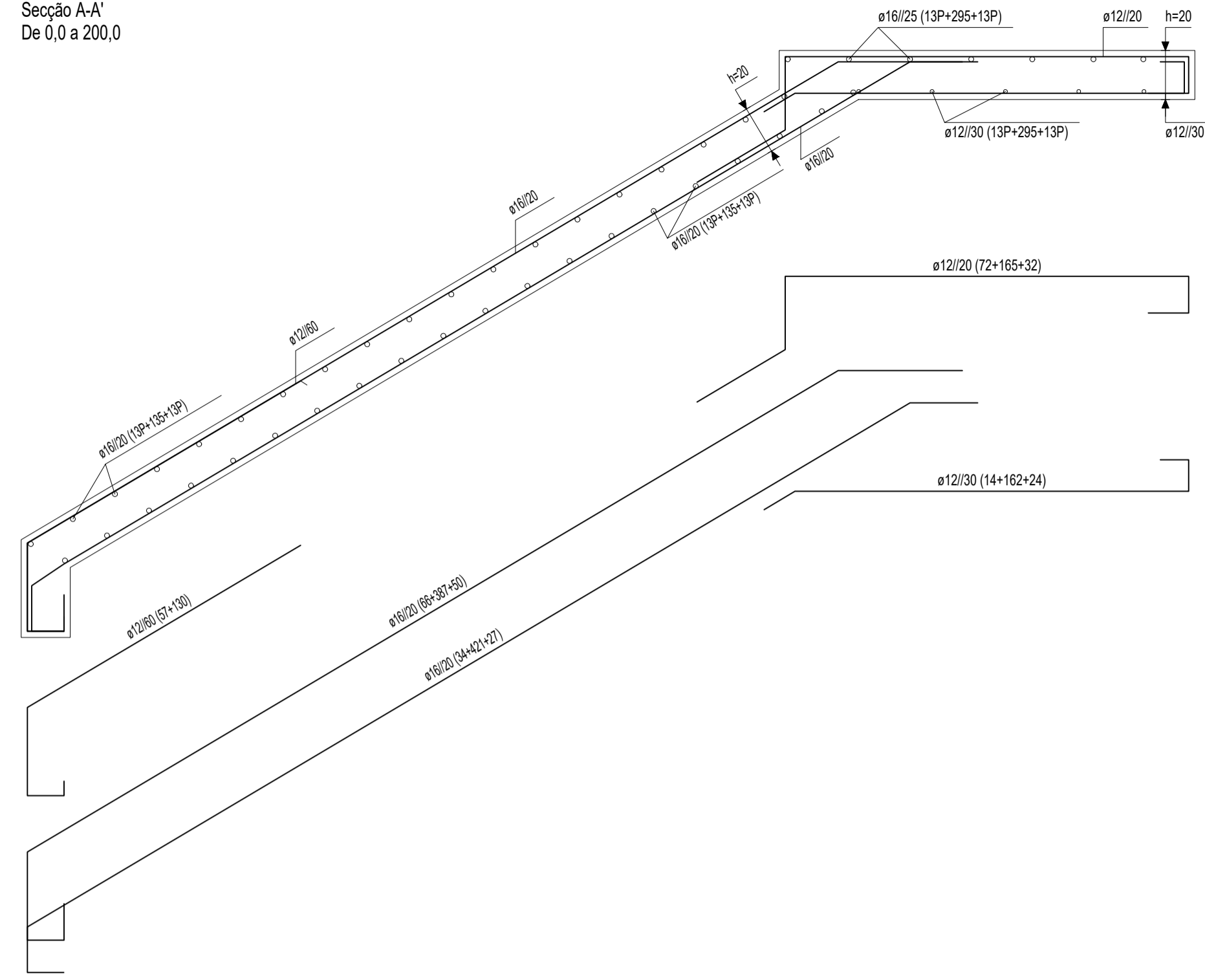
MATERIAIS	
ACÇO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A40NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de Alvenaria: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	
BETÃO	RECORRIMENTOS
- Fundações, Limite de Fundação: C20/25	- Fundações, Limite de Fundação: 5,0 cm
- Muros de Cave: C20/25	- Muros de Cave: 5,0 cm
- Pilares, Vigas, Paredes R.: C30/37	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes: 2,5 cm
- Lajes: C30/37	

logotipo_1398813163854.png	Faculdade de Engenharia	Nome: Filipe da Silva Henriques
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura	Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil Estruturas e Construção
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 28
Escala: 1/100	Lajes Maciças	A1 (841x594)
		Substituído nº: _____
		Substituído por nº: _____

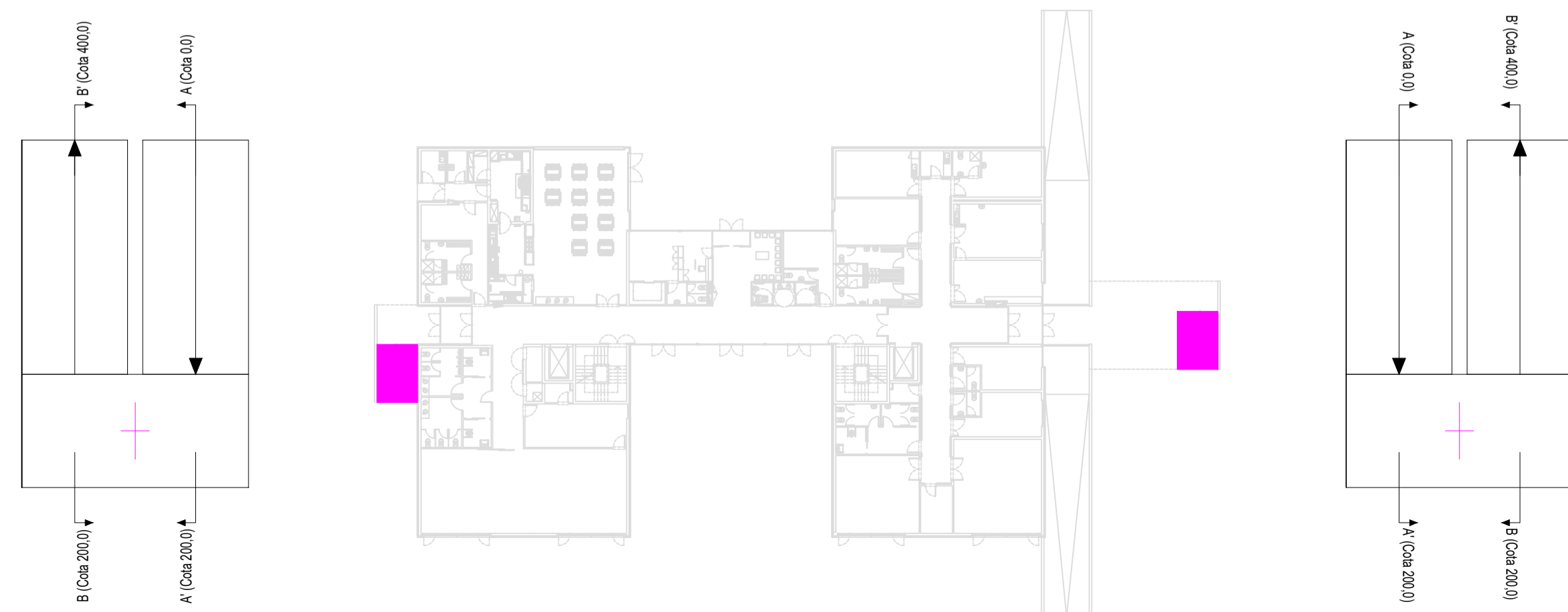
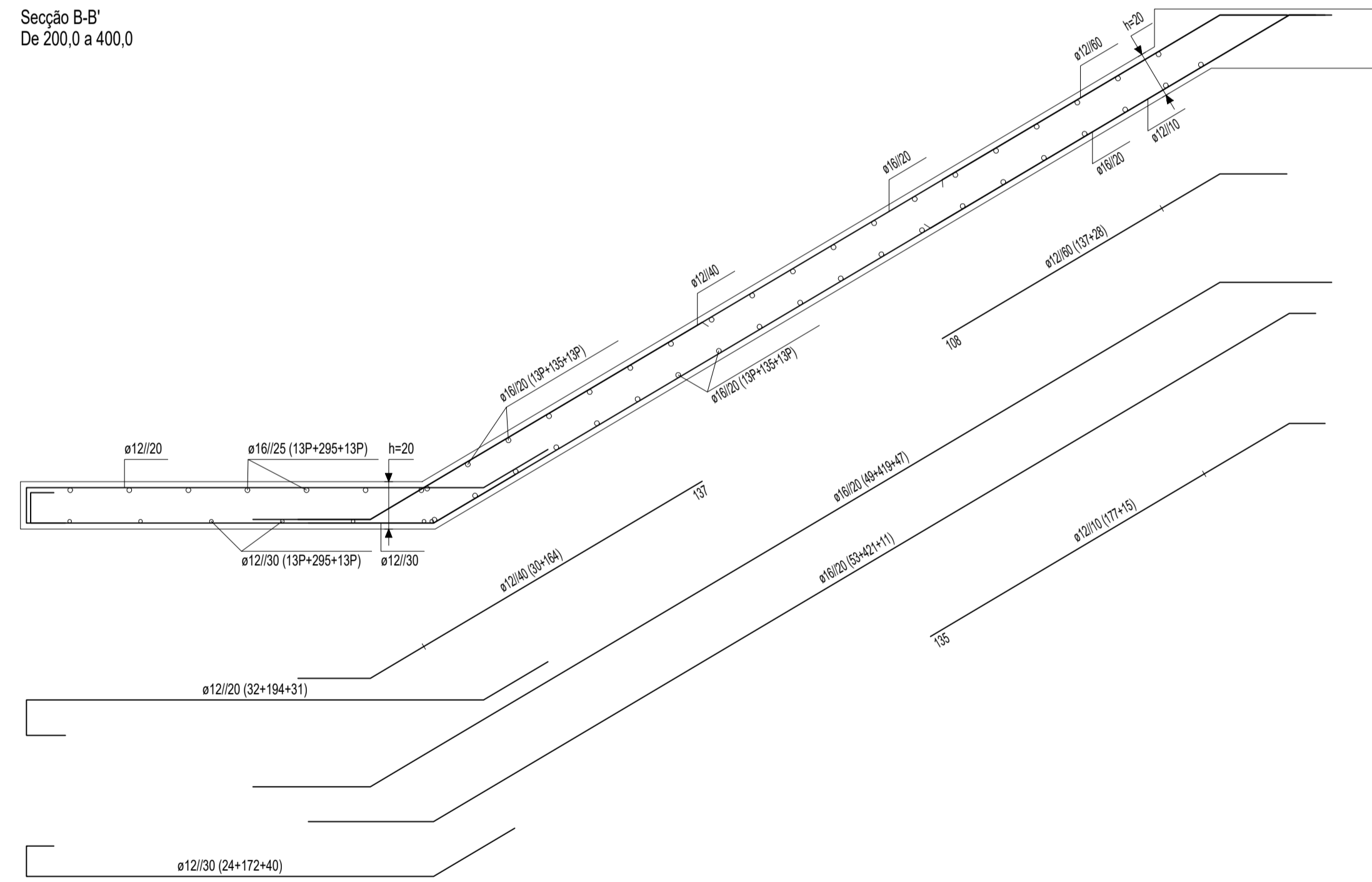
LAJE DE ESCADAS - ZONAS NOROESTE E NORDESTE

(Esc. 1/20) (Cotas e dimensões em cm)

Secção A-A'
De 0,0 a 200,0



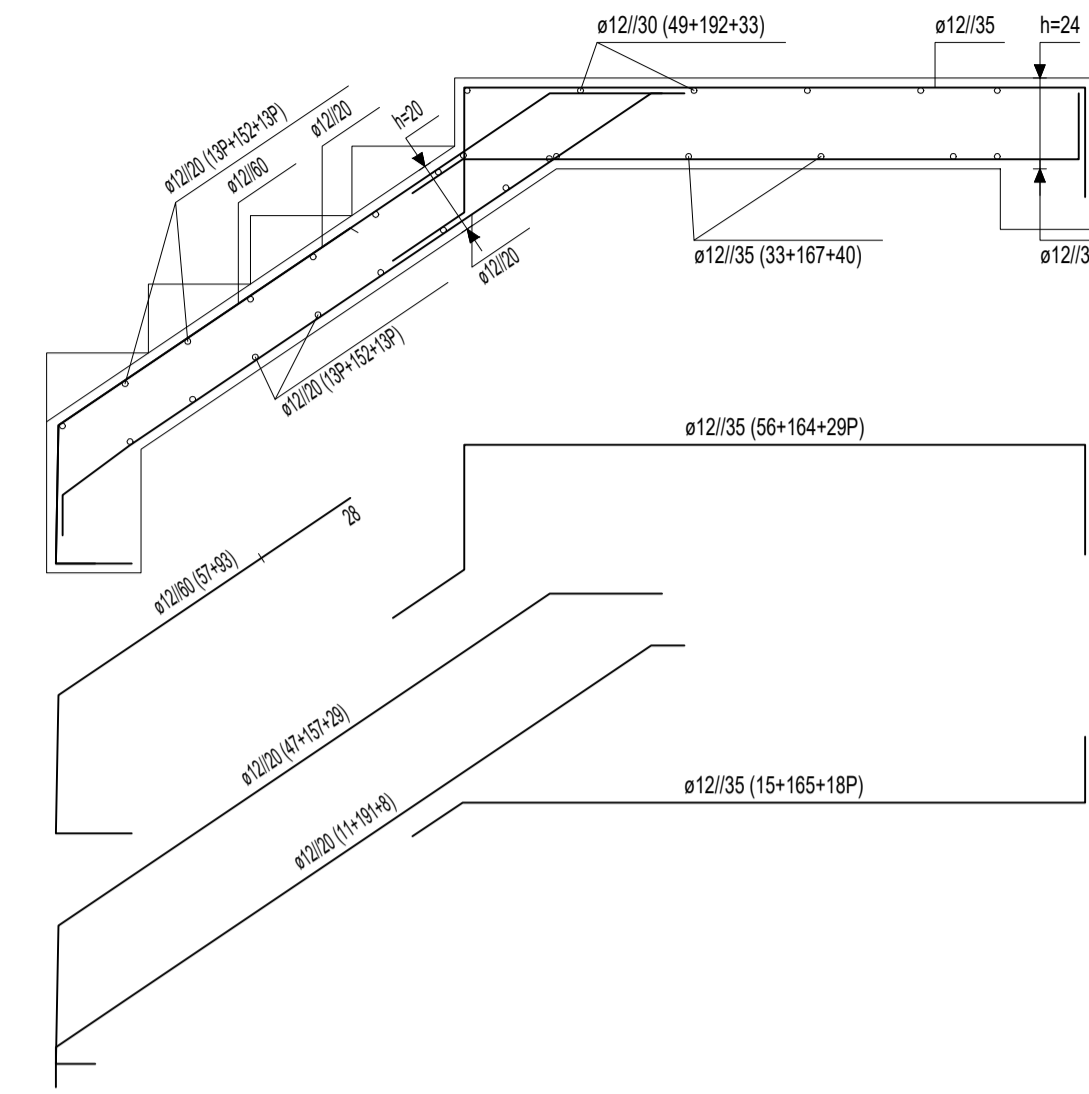
Secção B-B'
De 200,0 a 400,0



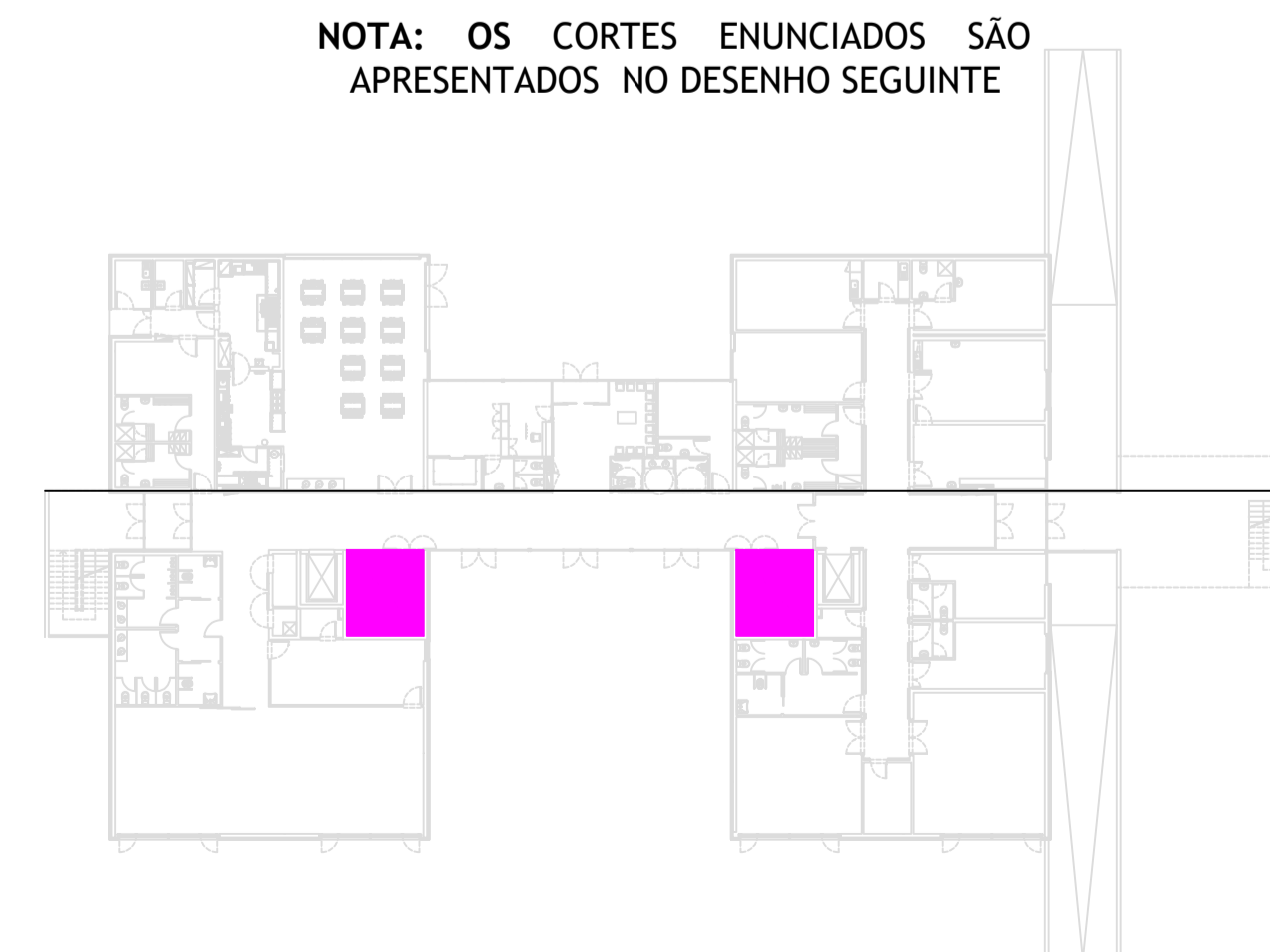
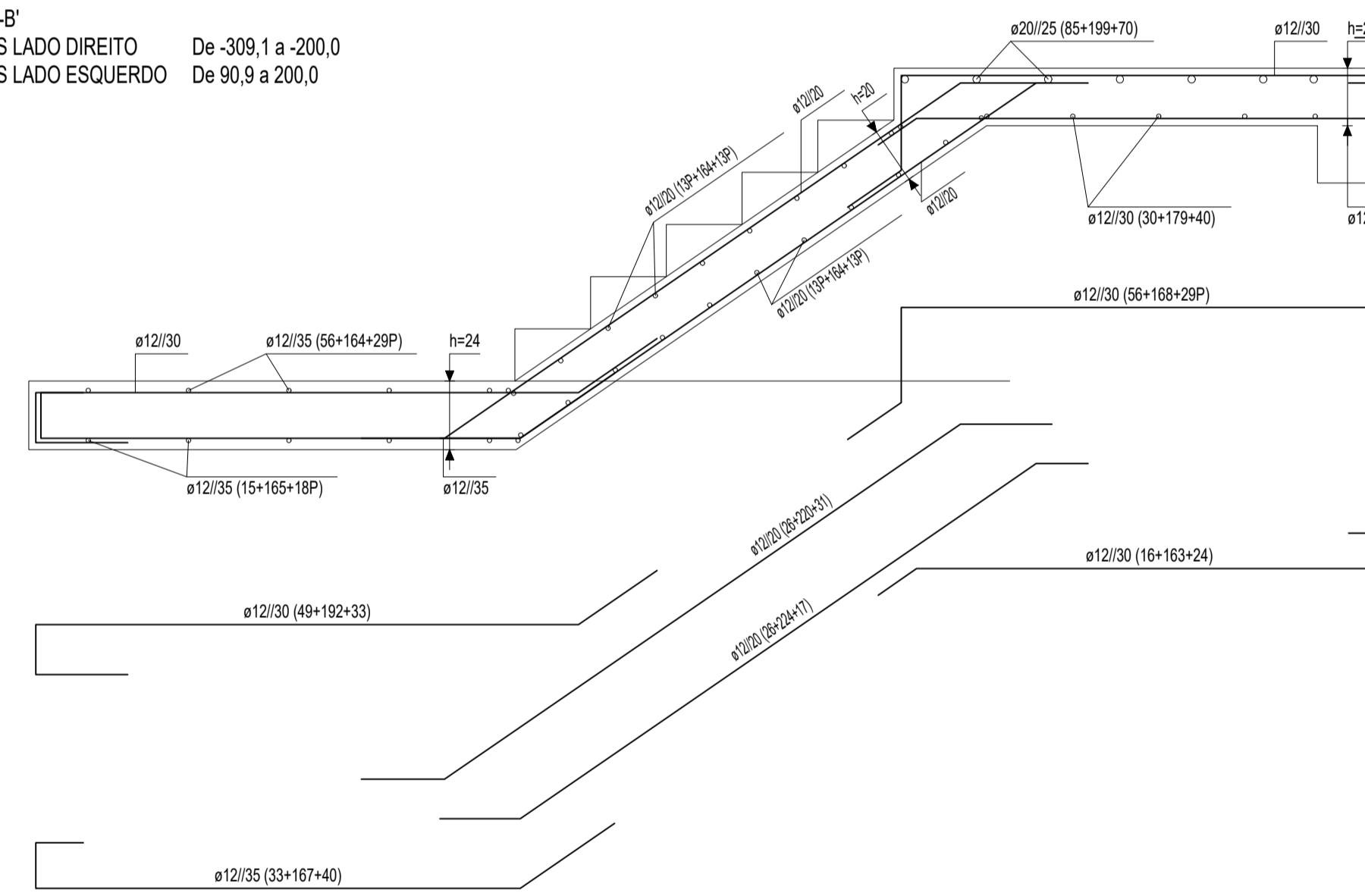
LAJE DE ESCADAS - ZONA CENTRAL

(Esc. 1/20) (Cota e dimensões em cm)

Secção A-A'
ESCADAS LADO DIREITO De -400,0 a -309,1
ESCADAS LADO ESQUERDO De 0,0 a 90,9

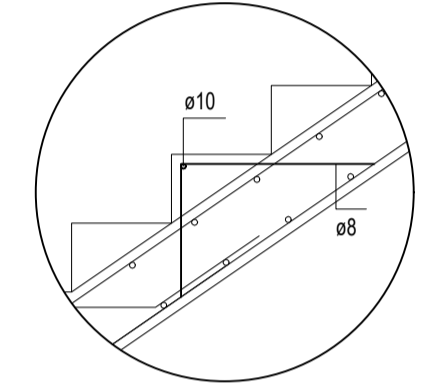


Secção B-B'
ESCADAS LADO DIREITO De -309,1 a -200,0
ESCADAS LADO ESQUERDO De 90,9 a 200,0



PORMENOR DA ZONA DOS DEGRAUS

(Esc. 1/20)



NOTA: OS cortes enunciados SÃO APRESENTADOS NO DESENHO SEGUINTE

MATERIAIS	
ACAO	ARGAMASSAS
- Armaduras ordinárias: A400NR	- Assentamentos de Tijolo Furado em Plano de
- Armaduras ordinárias: A500NR (LAJES)	- Assentamentos: 400 kg de areia / 1000 l de cimento
BETAO	RECOBRIMENTOS
- Fundações, Lintéis de Fundação	- Fundações, Lintéis de Fundação
- Muros de Cave	- Muros de Cave
- Pilares, Vigas, Paredes R.	- Pilares, Vigas, Paredes R., Lajes
- Lajes	- Lajes

NOTA:
1. A cota altimétrica zero (0,00) corresponde à cota de terreno +37,02 as quais se encontram ao nível do pavimento do piso zero.
2. Na implantação dos elementos estruturais deve-se ter em conta os elementos arquitetónicos.

logotipo_cor1398813163854.png	Faculdade de Engenharia		Nome: Filipe da Silva Henriques
	Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura		
Data: junho 2017	Designação: Projeto de Estabilidade de um Edifício	Desenho nº: 29	
Escala: 1/50	Pormenorização da Laje de Escadas	Substituído nº: Substituído por nº:	

